DIE BAUTECHNIK

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
620 SBAU C001
DIE BAUTECHNIK$BER
4 1926
3 0112 007796078

THE UNIVERSITY
OF ILLINOIS
LIBRARY
620.5
BAU
v.4

ALTGELD HALL STACKS
ALTGELD HALL ANNEX

Printed in Germany

Return this book on or before the
Latest Date stamped below.

ALTGELD HALL STACKS
University of Illinois Library

Aug. 8'57
MAR. 18-60

L161—H41

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT
FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN

SCHRIFTLEITUNG

GEH. REGIERUNGSRAT A. LASKUS

IV. JAHRGANG

1926

MIT 2710 TEXTABBILDUNGEN

BERLIN 1926

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

620.5
BAU
v.4

ALTGELD HALL STACKS

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

Inhalts-Verzeichnis des 4. Jahrganges, 1926.

V = Vermischtes. *Z* = Zuschrift.

Seite

Albaufberg mit Beschleunigungsantrieb . . 244
Abwasserbeseitigung in München . . . 765
Abwasserrohr auf dem Meeresgrunde, 1650 m lang. *V* 31
Ackermann, E., Dipl.-Ing., Zivilingenieur, Bochum. Die Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. *V* 703
— — *Z* 834
Agglomerieranlage in Groß-Ilsede, Eisenkonstruktion 677, 711
Akkordverträge im Bauwesen 256
Althoff, Dr.-Ing., Frankfurt a. d. O. Die Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Bremen und Bremerhaven vom 13. bis 16. Mai 1926. *V* 411
Amerika. Meliorationsbauten. *V* 103
— Bauingenieurprobleme und Wirtschaft in den Vereinigten Staaten. *V* 113
— Geräte und Maschinen im Landstraßenbau. *V* 193
— Betrachtung über die andauernden Bauunfälle in den Vereinigten Staaten. *V* 207
— Neue Stahlsorte. *V* 235
— Eisenbahnschienen. *V* 235
— Straßenbau. *V* 272
— Englisches und amerikanisches Eisenbahnsignalwesen. *V* 444
Amsterdam. Jan-Pieterszoon-Coenhafen . 57
— Docktore im Hafen. *V* 104
Anderten. Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse 61
— Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau 187, 199
— Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse 206
Andreae, C., Prof., Zürich. Über Tunnelbau- und Betriebsweisen 328, 414
Antwerpen. Erweiterung des Hafens und die Kruisschansschleuse. *V* 311
Aquedotto Pugliese. Stollenbauten . . 10, 25
Architekten-Verein, Berlin. Vortrag Bösenberg: Wirtschaftlich-technische Betrachtungen des neuzeitlichen Straßenbaues. *V* 80
Architekten- und Ingenieur-Verein, Berlin. Vortrag G. Meyer: Entwicklung des Seezeichenwesens an der deutschen Küste im letzten Jahrzehnt. *V* . . 192
— Aus dem Vortrag Dorpmüller: Die Reichsbahn als Bauherr; Der Oberbau der Deutschen Reichsbahn. *V* 323
Ausstellung. III. zwischenvölkische Straßenbau-A. *V* 116
— internationale, für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel . 529, 541
— Sonderausstellung deutscher Brückenbauanstalten auf der Kölner Herbstmesse. *V* 654
Automobil-Gußbetonanlage. *V* 448
Bachmann, Baurat Dr.-Ing. ehr., Hirschberg (Schlesien). Die Talsperre bei Goldentraum, erbaut 1919 bis 1924 . 93
— Die Talsperrenanlage bei Boberröhrsdorf . 497
Badian, A., Ing., Prof. am Technion in Haifa (Erez-Jorael). Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl & Hansmann, Autogengasakkumulatoren, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien 485, 500
Bagger s. Baumaschinen.
Bahnhof. Umbau des B. Cannon Street in London. *V* 519
— Frankfurt a. d. O., Bahnsteighallen . . 669

Seite

Bandförderanlagen s. Baumaschinen.
Basel. Schiffahrtstraße B.—Straßburg 275, 290, 432
— — Berichtigung 448
— — *Z* 830
— Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung 529, 541
Bauarbeiten. Güte und Kosten von B. im Winter. *V* 296
Bauer, Baurat, Berlin. Die Beseitigung der Grundwasserüberflutungen und die Ableitung des Grundwassers in den verseuchten Wohnbezirken von Hohen-Neuendorf bei Berlin 81
Baugruben, gefährdete 308, 345
Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow . 154
— zulässige Belastung 226, 404
Bauingenieurprobleme und Wirtschaft in den Vereinigten Staaten. *V* 113
Baukontrolle des Betons. *V* 31
Baumaschinen. Verwendung des Gurtförderers im großen Stil. *V* 18
— Einrichtung größerer Baustellen 143
— Verwendung des Gurtförderers im Kanalbau. *V* 179
— Bauzugbetrieb 181
— Geräte und Maschinen des amerikanischen Landstraßenbaues. *V* 193
— Gußbeton-Turm von 145 m Höhe. *V* . . 196
— Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse Anderten bei Hannover. *V* 206
— Eisenbetonabbruch mittels Fallhammers. *V* 335
— Gelenkiger Fundamentanker. *V* 335
— Betonmischmaschine. *V* 445
— Automobil-Gußbetonanlage. *V* 448
— Schwimmende Bagger- und Bandförderanlage. *V* 472
— Anlage zur Gewinnung und Siebung von Eisenbahnstopfkies. *V* 495
— Materialprüfungsmaschine. *V* 843
Bauprogramme. Beitrag zur zeichnerischen Darstellung 666
Baustahl s. a. Vorschriften.
— hochwertiger, St 48. *V* 29, 79
— Wesen des neuen St 48 und seine Bedeutung für den Hoch- und Brückenbau. *V* 30
— Neue Stahlsorte (in Amerika). *V* . . . 235
— F-Stahl 237
— silizierter (F-Stahl). *V* 237, 460
— Erfahrungen mit hochwertigem Baustahle St 48 und Silizium-Brückenstahle . . 686
— Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. *V* . 703
— — *Z* 834
Baustelleneinrichtungen 143
Baustoffe s. a. Baustahl, Eisenbeton.
— Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden 22, 65
— Vortrag über Baukontrolle des Betons. *V* 31
— Rüttelbeton im Straßenbau. *V* 44
— Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten 61
— Emporsteigen von Ton im Schotterbett des Eisenbahnunterbaues. *V* 91
— Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten 187, 199
— Sulfitlauge zur Verbesserung des Holzpflasters. *V* 223
— Wärmeschutz durch Seegras. *V* 224
— Kalksteinschotter zur Straßenunterhaltung 225

Seite

Baustoffe. Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln . . 229, 254
— Kaltasphalt (Essener Asphalt) und seine Verwendung im neuzeitlichen Straßenbau 241
— Farbiger Zement. *V* 272
— Versuchspfähle aus Schmelzzement für Proberammungen. *V* 336
— Prüfung und Bewertung der Straßenbaustoffe. *V* 459
— Elastizität . . . 478, 491, 516, 527, 539
— Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel 612, 628
Bauunfall s. Unfälle.
Bauzugbetrieb 181
Bayern. Staatshaushalt für 1926. *V* . . 68
Becker, K., Oberingenieur, Darmstadt. Das Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn . 417
Behring, H., Dipl.-Ing., Schwiecheldt (Kreis Peine), Bauleiter der Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. Main. Vorbereitende Arbeiten für die Ausführung größerer Erdarbeiten, insbesondere Kanalbauten 376
Belluno. Gerüsteinsturz der Piavebrücke. *V* 55
Berechnung s. Statik.
Berichtigung zum Beton-Kalender 1926 . 80
— Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. *V* . 296
— Schiffahrtstraße Basel—Straßburg. *V* . 448
— Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. *V* 668
— Bestimmung von Flußbettveränderungen. *V* 764
Berlin. Wiederherstellung der verunglückten Baustelle des Kraftwerkes Moabit der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke 51
— Schloßbrücke in Charlottenburg baufällig. *V* 91
— Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldthafen 277
— Erweiterung der Nordsüdbahn. *V* . . 296
Berrer, A., Dr.-Ing., Woosung (China). Gekrümmte Gleitflächen unter Kaimauern. *Z* 436
Beton s. Baustoffe.
Betonauskleidung der Werkkanäle . 45, 62
Beton-Kalender s. Bücherschau.
Betonmischmaschine s. Baumaschinen.
Betonpfahlgründung. Schutz gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers 841
Betonstraßen s. Straßenbau.
Beton-Verein. 29. Hauptversammlung, Tagesordnung. *V* 79
— — Bericht. *V* 179, 195, 206, 222
Blunck, Reichsbahnrat, Mitglied der Reichsbahndirektion Altona. Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton 53
Boberröhrsdorf. Talsperrenanlage . . . 497
Bohny, F., Baurat Dr.-Ing., Sterkrade. Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel 533, 624
— Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf 675
Bosch, J. B., Oberbaudirektor Dr.-Ing., und Oberbaurat **E. Stecher,** München. Die Abwasserbeseitigung in München. I. Die Kanalisation 765
Brandbekämpfung in deutschen Turmhäusern 418

869242

Seite

Brandt, E., Reg.-Baumeister, Berlin, s. a. Otto.
— Die Grenzen der Gültigkeit der Erddrucktheorien von Rankine und Coulomb . 755
Brausewetter, Viktor, †. *V* 259
Bremen. Hafenbauten 56, 312
Bremen-Dreye. Umbau der Weserbrücke 837
Bremerhaven. Hafenbauten. *V* 324
Brenzinger, Heinrich, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 496
Brinell, J. A. †. *V* 68
Brücken s. a. Statik, Vorschriften.
— Allgemeines:
— Eisenbahnbrückenbau im Jahre 1925 . . 21
— Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung 70
— Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahn-Br. . . 108
— Behelfsmäßige Eisenbahn-Kriegsbrücken 190, 202, 265
— Lehrgerüst der Hochbrücken der Nebenbahn Leinfelden—Waldenbuch . . 232
— Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. 273
— — *Z* 832
— Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kranwagen 337
— Sonderausstellung deutscher Brückenbauanstalten auf der Kölner Herbstmesse. *V* 654
— Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich. *V* 655, 667, 690
— Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926 . . . . . 672, 714
— Versuche zur Ermittlung der Steifigkeit von Brückenkabeln. *V* 692
— Fünfzigjähriges Jubiläum der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles. 753
— Haben Br. aus Beton die gleiche Lebensdauer wie Br. aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung? . . . 840
— Eisenbahnbrücken:
— — über den Main bei Klein-Auheim, Neubau 2
— — über die Elbe bei Hämerten, Erneuerung 39, 48, 98
— — über den Queis bei Sagan 70
— — über den Bober bei Oberleschen . . 71
— — aus Beton im Hochwasser in Pueblo in Colorado. *V* 92
— — über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld 136
— — über die Oker bei Braunschweig. *V* . 195
— — über den Main bei Hanau. *V* . . . 258
— — hölzerne, von 24,85 m Spannweite über den Queenbeyanfluß bei Sydney. *V* . 283
— — über den Lech bei Hochzoll . 285, 316
— — über die Havel bei Rathenow, Erneuerung 401, 426
— — über den Rhein-Herne-Kanal, Montage durch Überschieben 475
— — der Great-Northern-Bahn über den Columbia River östlich von Wenatchee, Wash. *V* 506
— — Einweihung der zweigeschossigen Drehbrücke über den Pregel in Königsberg. *V* 544
— — über den Kleinen Belt zwischen Kongebroen auf Fünen und Snoghoj auf Jütland. *V* 619
— — über die Newark Bay (New Jersey), Überbauten. *V* 691
— — über die Oder bei Frankfurt im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. O., Verstärkung 708, 743
— — Sternbrücke in Altona. *V* 714
— — Bau einer eisernen Fachwerkbrücke auf Sumatra im freien Vorbau über 50 m. *V* 751
— — Wölbbrücke in London. *V* 764
— — über die Weser bei Bremen-Dreye, Umbau 837
— — Pérollesbr. bei Freiburg 840
— — Zähringer-Br. in Freiburg 840
— — Bau der Sydney-Brücke. *V* . . . 844
— Straßenbrücken:
— — über die Netze bei Zantoch. *V* . . 20
— — über die Piave in Belluno, Gerüsteinsturz. *V* 55
— — über die Havel in Spandau, Neubau (Charlottenbr.) *V*. 68

Seite

Brücken. Straßenbrücken: Blechträger-Br. über die Lippe bei Hervest. Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst unter Verwendung von Schwenkmasten . . . 86
— — über den Neckar (zwischen Ilvesheim und Seckenheim). *V* 90
— — Schloßbrücke in Charlottenburg baufällig. *V* 91
— — Wiederherstellung der El-Kantara-Br. in Constantine. *V* 114
— — Bau eines Betongewölbes in neun Stunden (Welwyn, England). *V* . . 115
— — Erneuerung der Königinbr. in Rotterdam 179
— — Montlake-Br. in Seattle. *V* 208
— — Unterfangen von Brückenpfeilern (Brücke über die Iller bei Kempten) . 213
— — über den Hafenmund in Gelsenkirchen 218
— — Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldthafen in Berlin (Alsenbrücke) 277
— — Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. *V* 284
— — — Beschreibung von Entwürfen 461, 488, 521, 638, 695, 729
— — Eisenbeton-Br. im Zuge d. italienischen Autostraße. *V* 422
— — Viereth, Verschiebung 481
— — über den Rhein bei Köln. *V* . . . 483
— — Aufgaben für den Brückenbau in London. *V* 483
— — über den Rhein bei Wesel . . 533, 624
— — Delaware-River-Br. zwischen Philadelphia und Camden 609, 838
— — — Berichtigung. *V* 668
— — Eisenbetonbogenbrücke mit gekrümmter und geneigter Fahrbahn (am Donner-See in Kalifornien). *V* . . . 632
— — über den Rhein bei Düsseldorf, Umbau und Verbreiterung 675
— — Bau der Sydney-Brücke. *V* . . . 844
— Rohrbrücke über die Bay von San Francisco. *V* 728
Brunner, F., Dr.-Ing., Duisburg. Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. *Z* 833
— Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. *Z* . 834
Bücherschau.
Bach, Mein Lebensweg und meine Tätigkeit 824
Bartel s. Stueck.
Bernhard, Brückenkrane 608
Bramesfeld, Der Ingenieurberuf 122
Braubach s. Esselborn.
Calame und Gades, Théorie des Chambres d'Équilibre 607
Camerer-Esterer, Vorlesungen über Wasserkraftmaschinen. 2. Aufl. 607
Cassinone, Die geschichtliche und technische Entwicklung des Straßenwesens in Baden 1810 bis 1920 356
Damme und Lutter, Das Deutsche Patentrecht. 3. Aufl. 118
Dantscher und Reindl, Wasserkraft-Jahrbuch 1924 119
— — 1925/26 828
David, Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandausgleichs auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkranen 355
— und Perl, Zahlentafeln zur Bemessung der Schubbewehrung von einfachen und durchlaufenden Eisenbetonbalken 354
Deutsch, Der Wasserbau. I. Teil. Handbuch des Bauingenieurs. I. Bd. . . 352
Dieck, Handbuch für Mörtel und Beton . 121
Diem, Die Anlage von Spiel- und Sportplätzen 828
Dreyer, Elemente der Graphostatik. 8. Aufl. 122
Eckert, Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten 120
Eisner, Tafel zur Bemessung der Druckstäbe 602
Engels s. Esselborn.
Esselborn, Lehrbuch des Tiefbaues. 6. bis 8. Aufl. II. Bd. 825
Esterer s. Camerer.

Seite

Bücherschau. Feuchtinger und Neumann, Bericht über eine Studienreise in den Vereinigten Staaten von Nordamerika 827
Fischer, Niederschlag, Abfluß und Verdunstung des Weserquellgebiets . . 354
Föppl, Lebenserinnerungen 121
Förster, Die Grundzüge des Eisenbetonbaues 3. Aufl. 829
Frey, Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. 3. Aufl. I. Bd. 352, 605
Gades s. Calame.
Gamann, Die Unterhaltung der Wege und Fahrstraßen. 3. Aufl. 826
Gaye und Sturm, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen 602
Gehler, Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925 3. Aufl. 825
— Der Rahmen. 3. Aufl. 117
Gerhardt s. a. Esselborn.
— Landwirtschaftlicher Wasserbau, fischereilicher Wasserbau, Dünenbau und Seedeiche. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 5. Aufl. III. Teil. 7. Bd. 349
Giese, Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund 739
Glunk s. Schönberg.
Goldschmidt, Aluminothermie 117
Graf s. Kleinlogel.
Grün, Der Beton 601
— Schädliche Einwirkung auf Beton und ihre Verhütung 607
Grüning, Die Statik des ebenen Tragwerks 354
Haller, Uebersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens . . . 355
Hamburger, Rationalisierung der Selbstkostenermittlung in Fabrikbetrieben . 824
Hoffmann, Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau 826
Höhn, Nieten und Schweißen der Dampfkessel 604
Hoepfner, Bericht über die Besichtigung von Teerstraßen im rheinisch-westfälischen Industriegebiet und in Godesberg a. Rh. nebst Umgebung . . . 603
Hottinger, Heizung und Lüftung 352
Hundeshagen s. Kleinlogel.
Ilkow, Material- und Zeitaufwand bei Bauarbeiten. 2. Aufl. 827
Ilse s. Kerkhoff.
Imhoff, Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. 828
— Der Ruhrverband 828
Jentsch, Aussichten und Aufgaben für den deutschen Straßenbau 608
Kaßner, Wolken und Niederschläge . . . 353
Kerkhoff und Ilse, Asphalt- und Teerstraßen (bituminöse Straßenanlagen) 119
Kleinlogel, Hundeshagen, Graf, Einflüsse auf Beton. Neubearbeitete Auflage . 119
Kleinlogel, Veranschlagen von Eisenbetonbauten. 3. Aufl. 601
Koppenberg, Eindrücke aus der Eisenindustrie der Vereinigten Staaten von Nordamerika 825
Krell, Entwerfen im Kranbau 354
Kreßner s. Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl. IV. Bd.
Kretzschmann, Die Wiederherstellung der Eisenbahnen auf dem östlichen Kriegsschauplatz 121
Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes 3. Aufl. . 823
Lerche, Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten 118
Lewe, Pilzdecken und andere trägerlose Eisenbetonplatten 349
Lienau s. Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl. IV Bd.
Löser, Bemessungsverfahren 119
Lucas, Der Tunnel. II. Bd. 2. Lieferung . 604
Lueger s. Frey.
Lutter s. Damme.
Mahr, Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebes unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal 351

Seite

Bücherschau. Marbe, Praktische Psychologie der Unfälle und Betriebsschäden . . 607
Marquardt s. Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl. IV Bd.
Matschoß s. de Thierry.
Mattern, Grundzüge der technischen Wirtschafts-, Verwaltungs- und Verkehrslehre 121
Matthies, Wie werden Automobilstraßen gebaut? 826
Mayer, Betriebswissenschaft (Handbibliothek für Bauingenieure) 826
— Die Sicherheit der Bauwerke 606
Mehmel, Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbelastungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton 603
Nadai, Die elastischen Platten 118
Neumann s. Feuchtinger.
Ostenfeld, Die Deformationsmethode . . 602
Ott und Zeitler, Wasserstraßen-Jahrbuch 1925/26 356
Otzen, Der Massivbau (Handbibliothek für Bauingenieure) 827
Perl s. David.
Philippi und Weihe, Elektrische Gesteinsbohrmaschinen 353
Pollack, Die Beweglichkeit bindiger und nicht bindiger Materialien 353
Reindl s. Dantscher.
Rendschmidt s. Tolkmitt.
Riepert, Zement-Kalender 1926 122
Ritter, Grundlagen zur Berechnung statisch bestimmter ebener Fachwerke bei ruhender und bei beweglicher Belastung 355
Rüst, Warenkunde und Industrielehre. I. Teil. 2. Aufl. 827
Sackur, Vitruv 350
Samter, Die technische Mechanik. II. Bd. Festigkeitslehre 355
Sandel, Über die Festigkeitsbedingungen . 354
Schenck, Die Kraftwagenstraße 120
Schleicher, Kreisplatten auf elastischer Unterlage 826
Schmeer, Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 55 603
Schmiess, Über Querprofile von Binnenschiffahrtkanälen 353
Schönberg und Glunk, Landeselektrizitätswerke 606
Schueller, Gesteinsbohrmaschinen . . . 353
— u. Weihe, Schräm- u. Schlitzmaschinen, Tunnelbohr- und Treibmaschinen . . 353
Schulze s. Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl. IV Bd.
Seipp, Baustofflehre. 5. Aufl. 356
Soldan, Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben nach dem Stande von 1925 351
Stadelmann, Gußbeton, Erfahrungen beim schweizerischen Talsperrenbau . . . 122
— — 2. Aufl. 828
Staus, Die hydraulischen Einrichtungen des Maschinen-Laboratoriums der Staatlichen Württembergischen Höheren Maschinenbauschule in Eßlingen . . 117
Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. 3. Aufl. I. Bd. . . 118
Stueck, Ziegler, Bartel, Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. 17. Jahrg. 1926 607
Sturm s. Gaye.
Szilard, Das Torkretverfahren 121
Teubert s. Esselborn.
Thiem, Hydrologische Methoden 608
de Thierry und Matschoß, Wasserbaulaboratorien Europas 351
Tolkmitt-Rendschmidt, Bauaufsicht und Bauführung. 5. Aufl. 2. Bd. 605
Unold, Statik für den Eisen- u. Maschinenbau 827
Vogeler, Eine Bindemittelstudie erläutert am Thurament 823
Völker s. Esselborn.
Weihe s. Philippi, Schueller.
Wesslau, Industriebauten 354
Wilcke, Uhlands Ingenieur-Kalender 1926. 52. Jahrg. 356
— — 1927. 53. Jahrg. 824

Seite

Bücherschau. Woernle, Geräte und Maschinen des nordamerikanischen Landstraßenbaues 826
Zeitler s. Ott.
Ziegler s. Stueck.
Zillich, Statik für Baugewerkschulen und Baugewerksmeister. 2. Teil. Festigkeitslehre. 9. Aufl. 604
Zimmermann, Knickfestigkeit der Stabverbindungen 117
— Die Formänderungen gekrümmter Stäbe bei Längs- und Querbelastung . . . 355
Bauarbeiterschutz 827
Beton-Kalender 1926, Berichtigung. *V* . 80
— 1927 605
Chemie und Technik der Gegenwart. V. Band. Goldschmidt, Aluminothermie 117
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 55. Schmeer, Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton 603
Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1851 bis 1926 120
Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Teil III. 7. Bd. Der Wasserbau. . . 349
— Teil IV. 2. Bd. Die Baumaschinen. III. u. IV. Kap., V. Kap. 353
Handbibliothek für Bauingenieure. Teil I. 5. Bd. Mayer, Betriebswissenschaft . 826
— Teil IV. 3. Bd. Otzen, Der Massivbau 827
Handbuch des Bauingenieurs 1. Bd. Deutsch, Der Wasserbau. I. Teil 352
Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl., IV. Bd. Wasserbau und verwandte Anwendungen 823
„Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch. 25. Aufl. 1. Bd. 258
— 25. Aufl. 2. Bd. 824
„Hütte", Taschenbuch der Stoffkunde. *V* . 102
Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 7. Bd. 1924 312
— für die Gewässerkunde Norddeutschlands, Abflußjahr 1922 605
Niederschrift über die Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 20. bis 21. Juli 1925 in München 122
Preisermittlung im Maurer- und Zimmerergewerbe 606
Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. 17. Jahrg. 1926 . . 607
Technische Vorschriften für Bauleistungen (DIN-Taschenbuch 3) 604
Uhlands Ingenieur-Kalender 1926, 52. Jahrgang 356
— 1927, 53. Jahrgang 824
VDMA. Verein Deutscher Maschinenbau-Anstalten und seine Mitglieder . . 826
Verdingungsordnung für Bauleistungen (DIN-Taschenbuch 5) 604
Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer (D. Ü. P.) 270
Wasserkraftausnutzung in Bayern . . . 829
Wasserkraft-Jahrbuch 1924 119
— — 1925/26 828
Wasserstraßen-Jahrbuch 1925/26 356
Zement-Kalender 1926 122
Eingegangene Bücher . . 122, 356, 608, 830
Buenos Aires. Wiederherstellung der eingestürzten Kaimauern im Zentraldock des La Plata-Hafens. *V* 259
— Uferpromenade. *V* 336
Buer, N., Oberbaurat, Hamburg. Hochhaus mit Hochhausautogarage. *V* 91
— Finnlands Eisenbahnnetz. *V* 224
— Geplante Fährverbindung zwischen Jütland (Dänemark) und Norwegen. *V* . 236
— Zur Frage zeitgemäßer Straßenbefestigungen 315
— Anlage zur Gewinnung und Siebung von Eisenbahnstopfkies. *V* 495
— Zur Frage der Verminderung der Rostgefahr durch Kupferzusatz bei der Eisenherstellung. *V* 702
— Der neue Schiffahrtkanal zwischen Rhône und Marseille. *V* 844
Buhle, Geheimrat, Professor in Dresden. Neue Auslandkornspeicher der Amme, Giesecke & Konegen A.-G. (Ageka), Braunschweig 651

Seite

Bulgarien. Orion-Kraftwerk. *V* 115
Busse, R., Dipl.-Ing., Geilenkirchen (Bez. Aachen). Beitrag zur zeichnerischen Darstellung von Bauprogrammen . . 666
Butzer, H., Ingenieur, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 334
Calaveras-Staudamm, Wiederherstellung. *V* 654
Californien s. Kalifornien.
Camden s. Philadelphia.
Canton (Ohio). Eisenfachwerkgebäude ohne Niete. *V* 283
Carp, Regierungsbaumeister, Essen. Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926 209
Cassinone, H., Dr.-Ing., Oberbaurat i. R., Karlsruhe. Kalksteinschotter zur Straßenunterhaltung 225
— Die österreichischen Straßen 413
Chicago. Hochhaus mit Hochhausautogarage 91
Colberg, Professor, Hamburg. Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. *Z* 55
Colorado. Wiederherstellung einer beschädigten Massiv-Bogenstaumauer. *V* 295
Constantine. Wiederherstellung der El-Kantara-Brücke. *V* 114
Contag, M., Geh. Baurat, Berlin-Friedenau. Über die Hochwasserführung der deutschen Ströme und die Minderung der Hochwasserschäden 170
— Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel 529, 541
Contag, W., Regierungsbaumeister, s. Ellerbeck.
Cöthen (Anhalt). Chemisch-technolog. Institut des Friedrichs-Polytechnikums. *V* 334
Craemer, Dr.-Ing., Düsseldorf. Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. *Z* 124
Crimmitschau. Talsperre 217
Dammbau Festland—Sylt 14
— nach Norderney aufgegeben. *V* 272
Darmstadt. Schwerer Bauunfall (Umkippen eines Hauptmastes) 701
David, L., Dr.-Ing., Berlin. Eine amerikanische Betrachtung über die andauernden Bauunfälle in den Vereinigten Staaten. *V* 207
— Güte und Kosten von Bauarbeiten im Winter. *V* 296
— Versuchspfähle aus Schmelzzement für Proberammungen. *V* 336
— Untersuchung von in Beton eingebetteten I-Trägern. *V* 460
— Abfangung einer 10 Stockwerke tragenden gußeisernen Säule. *V* 519
— Über den Bau von Stahlhäusern. *V* . . 543
Deichbauten s. a. Hochwasser.
— am Rhein 520
— Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens? . 693
Deichbruch s. Hochwasser.
Denkmal für die Eisenbahntruppen. *V* . . 295
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Vortrag: Bauingenieurprobleme und Wirtschaft in den Vereinigten Staaten. *V* 113
— — Besichtigung der Baustelle des Tunnels unter dem Landwehrkanal für die AEG-Schnellbahn. *V* 643
— — Vorträge: „Landstraßenbau und Prüfung von Straßenbaustoffen sowie Straßenbefestigungen" und „Verkehr und Stadtstraßenbau unter besonderer Berücksichtigung der Berliner Verhältnisse". *V* 842
Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Tagung des Verwaltungsrats vom 25. bis 28. Januar 1926. *V* 90
— — vom 22. bis 24. November 1926. *V* . 842
— Geschäftsbericht 1925. *V* 434
— Maßnahmen zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen. *V* . . . 632
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton s. Bücherschau, Unfälle, Vorschriften.
Deutscher Beton-Verein s. Beton-Verein.
Deutscher Eisenbauverband s. Eisenbauverband.

Seite

Deutscher Sprachverein. Aufruf an die deutschen Techniker. *V* 843
Deutscher Straßenbauverband. III. Tagung in Stuttgart, Bericht. *V* 726
Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. *V* 16
Deutscher Zementbund s. Zementbund.
Dezernat der preußischen Baugewerkschulen u. Kunstgewerbeschulen. *V* 519
Dietze, R., Ing., Hainichen i. Sa. Schwebende Bahnen und ihre Bedeutung. *Z* . . 704
Docktore im Amsterdamer Hafen. *V* . . . 104
Dolgarrog in Wales. Staumauerbrüche. *V* . 235
Domke, O., Prof., Aachen. Die Ausbiegungen eines Druckstabes bei Überschreitung der Knicklast 747
Domodossola. Eisenbahn D.—Locarno. *V* . 236
Donath, Regierungsrat, Berlin, s. Patentschau.
Donauschiffahrt. Rumänische Kommission zur Sicherung der D. *V* 295
Dörnen, A., Dr.-Ing., Derne. Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst unter Verwendung von Schwenkmasten 86
Dorpmüller, Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Dr.-Ing. ehr. *V* . 16
Dreigelenkbogen. Ausrüsten von Dr. aus Beton 53
Driessen, C., ir., Utrecht. Die Kanalisierung der holländischen Maas 27, 313, 525, 745
Druckluftgründung s. Gründung.
Druckrohr. Eisenbeton-Dr. der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. *V* . 223
— Hölzerne Dr.-Leitung von 4,90 m Lichtweite in Nordkalifornien. *V* 459
— Rohrbrücke über die Bay von San Francisco. *V* 728
Dublin. Tunnel unter dem Liffey. *V* . . . 632
Duisburg-Hochfeld. Eisenbahnbrücke über den Rhein 136
Düll, F., Regierungsbaurat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München. Die Bestimmung von Flußbettveränderungen 697, 721
— — Berichtigung 764
Düsseldorf. Umbau und Verbreiterung der Rheinbrücke 675
Dyckerhoff, Eduard, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 531
Edertalsperre als Hochwasserschutz. *V* . . 258
Ehlers, P., Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr., Zoppot. Ehrenbürger der Technischen Hochschule Danzig. *V* 739
Eibner, A., Prof. Dr., Vorstand der Versuchsanstalt für Mal- und Anstrichtechnik der Technischen Hochschule München. Zur Theorie und Praxis der Eisenschutzfarben durch Anstrich 684
Eifel. Stollendurchschlag in der Eifel. *V* . . 728
Einsturz s. Unfälle.
Eisabführung an Wehren . . . 60, 304, 835
Eisenbahnbau. Emporsteigen von Ton im Schotterbett des Eisenbahnunterbaues. *V* 91
— Domodossola—Locarno. *V* 236
— in den Vogesen. *V* 496
— Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. *V* 739
— Fernpaßbahn. *V* 844
Eisenbahnbrücken s. Brücken.
Eisenbahnen. Umgrenzungslinie der festen Teile für die südslawischen Haupteisenbahnen von 760 mm Spurweite. *V* 44
— Finnlands. *V* 224
Eisenbau s. a. Baustahl, Vorschriften.
— Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim 2
— Kokskohlenturm von 2000 m³ Inhalt . . 14
— Eisenbahnbrückenbau im Jahre 1925 . . 21
— Wesen des neuen Baustahls St 48 und seine Bedeutung für den Hoch- und Brückenbau. *V* 30
— Haupthalle für die nordische Messe in Kiel 33
— Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten . . . 39, 48, 98
— Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung 70
— Eiserne Spundwände 73, 111
— — *Z* 544

Seite

Eisenbau. Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst unter Verwendung von Schwenkmasten . . 86
— Neckarbrückenbau. *V* 90
— Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld 136
— Brücke über den Hafenmund in Gelsenkirchen 218
— Parallelfachwerkträger f. große Stützweiten 273
— — *Z* 832
— Eisenfachwerkgebäude ohne Niete. *V* . . 283
— Lechbrücke bei Hochzoll 285, 316
— Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur 301, 330
— Eisabführung an Wehren und verwandte Fragen im Eisenwehrbau 304
— Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow 401, 426
— Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. *V* 284
— — Beschreibung von Entwürfen . 461, 488, 521, 638, 695, 729
— Untersuchung von in Beton eingebetteten I-Trägern. *V* 460
— Montage einer Eisenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal durch Überschieben 475
— Verstärkung einer Eisenbahnbrücke der Great Northern Bahn über den Columbia River östlich von Wenatchee, Wash. *V* 506
— Abfangung einer zehn Stockwerke tragenden gußeisernen Säule. *V* 519
— Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel 533, 624
— Bau von Stahlhäusern. *V* 543
— Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden 609, 838
— — Berichtigung. *V* 668
— Leichte I-Profile für Trägerdecken. *V* . 618
— Bahnsteighallen auf Bahnhof Frankfurt a. d. Oder 669
— Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich 655, 667, 690
— Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926 672, 714
— Umbau und Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf 675
— Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede 677, 711
— Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken 682
— Theorie und Praxis der Eisenschutzfarben durch Anstrich 684
— Erfahrungen mit hochwertigem Baustahle St 48 und Silizium-Brückenstahle . . 686
— Portalkonstruktionen zur Abfangung von Gittermasten 689
— Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Newark-Bay (New Jersey). *V* . . 691
— Versuche zur Ermittlung der Steifigkeit von Brückenkabeln. *V* 692
— Verminderung der Rostgefahr durch Kupferzusatz bei der Eisenherstellung. *V* 702
— Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. *V* . 703
— — *Z* 834
— Prüfung von gegliederten Druckstäben aus der ausgewechselten Warnowbrücke bei Niex. *V* 714
— Umbau der Sternbrücke in Altona. *V* . 714
— Sicherheit und Bruchgefahr in ihrer Verknüpfung durch die wissenschaftliche Statistik. *V* 714
— Eisenbauten des Großkraftwerkes Rummelsburg. *V* 714
— Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. Oder 708, 743
— Umsetzen eines Deckenlaufkranes mittels Schwimmkranes. *V* 750
— Bau einer Fachwerkbrücke auf Sumatra im freien Vorbau über 50 m. *V* . . 751
— Fünfzigjähriges Jubiläum der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles. 753
— Eisenbahnschienen aus Manganstahl . . 764
— Umbau der Weserbrücke bei Bremen-Dreye 837

Seite

Eisenbauverband. Wissenschaftliche Tagung in Aachen. *V* 713
Eisenbeton. Bestimmungen s. Vorschriften.
— Eisenbahnschwellen 4
— Druckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. *V* 223
— Abbruch mittels Fallhammers 335
— Querschwelle 617
— Spundwand, Bauart Ravier 620
Ellerbeck, Ministerialrat, Dr.-Ing., und Regierungsbaumeister **W. Contag,** Berlin. Schleusen mit schwimmenden Sparbehältern 425
Emden. Ausbau des Hafens 172
Emperger, F. v., Oberbaurat Dr. Dr. techn. e. h., Wien. Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. *Z* 55
— Die zulässige Belastung des Baugrundes 226, 404
Energie-Umwandlung, hydromechanische . 454
Engels, H., Geheimrat, Prof., Dresden. Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen. *Z* 20
England. Englisches und amerikanisches Eisenbahnsignalwesen. *V* 444
— Oberbau. *V* 457
Entwässerung der hamburgischen Marschniederungen 788
Erdarbeiten. Vorbereitende Arbeiten für die Ausführung größerer E., insbesondere von Kanalbauten 376
Erddruck. Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern . . 123
— Gebrochene und gekrümmte Gleitflächen 279
— Gekrümmte Gleitflächen unter Kaimauern. *Z* 348, 436
— gegen Uferbollwerke. *V* 421
— Grundwerte bei der E.-Berechnung . . 431
— Grenzen der Gültigkeit der E.-Theorien von Rankine und Coulomb 755
Erdrutsch bei Rosengarten. *V* 843
Ernst, Georg, Verlagsbuchhändler, Dr.-Ing. ehr. *V* 29
Ernst, Reichsbahnrat, Berlin. Die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926 . . . . . 672, 714
Evanston, Ill. Einsturz eines Eisenbeton-Neubaues infolge von Frost. *V* . . 30
Faber, E., Dr.-Ing. und Dr. ehr., Ministerialrat a. D., München. Die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt 275, 290
Fahl, Reichsbahnrat, Salzwedel. Neue Vorschläge für die Konstruktion von Güterschuppen 717
Fährverbindung zwischen Jütland (Dänemark) und Norwegen. *V* 236
Fahrwasserbezeichnung. Entwicklung des Seezeichenwesens an der deutschen Küste im letzten Jahrzehnt. *V* . . 192
— der Außenweser 357
Falschlunger, F., Dr.-Ing., München. Eisenbetonbrücken im Zuge der italienischen Autostraße. *V* 422
Fernpaßbahn. *V* 844
Finnland. Eisenbahnnetz 224
Fischereihafen s. Hafen.
Fischmann, Dr.-Ing., Direktor der Firma Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien). Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung 70
— Die neuen Bahnsteighallen auf Bahnhof Frankfurt a. d. Oder 669
Fix, F., Duisburg, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 763
Fleck, A., Dr., Berlin-Steglitz. Fachwerke mit endlicher Beweglichkeit. *Z* . . 424
Florides, M., Oberingenieur, Dipl.-Ing., Leipzig. Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. *Z* . 123
Flußbau s. a. Hochwasser.
— Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau 6
— Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen. *Z* 20
— Kanalisierung der holländischen Maas 37, 313, 525, 745
— Regulierung des Mississippi 75

Seite

Flußbau. Kritische Vergleiche über die theoretisch ermittelten Fortschrittsgeschwindigkeiten der Wasserwellen mit deren beobachteten Werten, im Zusammenhange mit denjenigen der Tidewellen in Flußmündungen . . . 87
— Schiffahrtstraße Basel—Straßburg 275, 290, 432
— — Berichtigung 448
— — *Z* 830
— Moldaubett auf den Maninagründen bei Prag. *V* 435
— Schiffbarmachung des Kongoflusses. *V* . 495
— Bestimmung von Flußbettveränderungen 697, 721
— — Berichtigung 764
— Uferschutzbauten am Sacramento-Strom. *V* 715
— Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen 732
Föppl, O., Prof. Dr., Braunschweig, Franz Grashof als Forscher und Lehrer. *Z* . 259
Frankfurt a. d. Oder. Stadion und Notstandsarbeit 95
— Bahnsteighallen 669
— Verstärkung der Oderbrücke im Gleis Reppen—Fr. 708, 743
Frankipfahl. *V* 483
Frankreich. Französische Lieferbedingungen für Schienen. *V* 17
Friedrichshagen. Spreetunnel. *V* 347
Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden . . . 22, 65
Fundamentanker, gelenkiger. *V* 335
Gährs, Ministerialdirektor, Berlin. Vom Dammbau Festland—Sylt 14
Gall, E., Oberingenieur, München. Einige Holzhallen der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925 397
Garage. Hochhaus mit Hochhausauto-G. *V*. 91
Garagenbautechnik. 758
Gasbehälter, wasserlose 615
Gebührenordnung der Ingenieure vom 1. Januar 1920 in der Fassung vom 1. Juli 1923. *V* 16
— (G. O.) der Architekten und Ingenieure. *V* 434
Gedschold, E., Stadtbaudirektor Dipl.-Ing., Glauchau. Die vorläufigen Kläranlagen der Stadt Glauchau zur Verhinderung von Hauskläranlagen und zur Förderung der Hauptkläranlage Nord 216
Geisse, Oberbaurat, Hannover. Zur Frage der Eisabführung an Wehren . 60, 835
Gelsenkirchen. Brücke über den Hafenmund 218
Gesteschi, Th., Dr.-Ing., Berlin. Berichtigung zum Beton-Kalender 1926. *V* . 80
Geyer, Präsident, 80 Jahre alt. *V* 323
Gittermaste. Portalkonstruktionen zur Abfangung von G. 689
Glasdach, verschiebbares, des städtischen Amalienbades in Wien. *V* 532
Glauchau. Kläranlagen zur Verhinderung von Hauskläranlagen und zur Förderung der Hauptkläranlage Nord . . 216
Gliß, O., Dr., Reichsbahnbauführer in Mainz. Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim 2
Goetzcke, Oberregierungs- und Baurat, Hannover. Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich 545
Goldentraum. Talsperre 93
Graf, O., Professor, Stuttgart. Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln 229, 254
— Über die Elastizität der Baustoffe. Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur 478, 491, 516, 527, 539
de Grahl, G., Baurat, Berlin, Dr.-Ing. ehr.. *V* 221
— Präsident Geyer achtzig Jahre alt. *V* 323
Grashof, Franz, als Forscher und Lehrer . 69
— — *Z* 259

Seite

Groß-Ilsede. Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage 677, 711
Gründung. Gründungsarbeiten bei einem Großkraftwerk in New York. *V* . . 115
— Wiederherstellung der Pfeiler-Gr. am Straßburger Münster. *V* 177
— Frankipfahl. *V* 483
— Bohrpfahl-Gr. in erhitztem Boden . . . 505
— Druckluft-Gr. für das Gebäude der New York Federal Reserve-Bank. *V* . . 532
— Senkkasten-Gr. eines Molenkopfes in Madras. *V* 543
— Schutz einer Betonpfahl-Gr. gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers. 841
Grundwasserabsenkung. Beseitigung der Grundwasserüberflutungen und die Ableitung des Grundwassers in den verseuchten Wohnbezirken von Hohen-Neuendorf bei Berlin 81
— Gefährdete Baugruben 308, 345
— Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen . 545
Günthel, Regierungsbaumeister, Berlin. Die Rheinisch - Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. *V* 739
Gurtförderer s. Baumaschinen.
Gußbeton. Bauausführungen von Talsperren in G. 340
Gußbetonanlagen s. Baumaschinen.
Gutbrod, Ministerialdirektor, Staatssekretär des Reichsverkehrsministeriums. *V* . 713
Habel, A., Dr. techn., Ing., Brünn. Berechnung symmetrischer mehrstieliger Rahmen bei stetiger Belastung in der Querrichtung (räumlicher Kraftangriff) . . 159
Hafenbautechnische Gesellschaft Hamburg. *V* 206
— Tagung in Bremen und Bremerhaven vom 13. bis 16. Mai 1926. *V* 411
Hafenbauten in Bremen. *V* 56, 312
— Jan-Pieterszoon-Coen-Hafen in Amsterdam 57
— in Vorderindien. *V* 115
— Ausbau der preußischen Seehäfen (Wesermünde, Emden, Stettin) 172
— Erweiterung des Fischereihafens Wesermünde. *V* 234
— Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldt-H. in Berlin 277
— Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens 298, 321
— Erweiterung des Hafens von Antwerpen und die Kruisschansschleuse. *V* . . . 311
— in Bremerhaven. *V* 324
— Hamburgs Entwicklung zur Welthafenstadt. *V* 336
— Erweiterung des Hafens in New York . . 537
— Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen 587
Hailer, J., Eisenbahnoberingenieur, Erfurt. Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmung und Fliehkraft auf die Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien 87
Hallenbauten. Haupthalle für die nordische Messe in Kiel 33
— Holzhallen der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925 397
— Ausstellungs- und Festhalle der Stadt Ludwigshafen a. Rh. 473
— Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl und Hansmann, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien 485, 500
— Bahnsteighallen auf Bahnhof Frankfurt a. d. Oder 669
— Vorschläge für die Konstruktion von Güterschuppen 717
Haller, K., Regierungsbaumeister, Dr.-Ing., Dr. rer. pol., Langenau (Württbg.). Der Bau der Hetch-Hetchy-Wasserleitung für San Francisco 640
Halter, Prof. an der Technischen Hochschule München. Zur Kenntnis der Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton 4
Hamburg. Entwicklung als Welthafenstadt. *V* 336
— Ent- und Bewässerung der Marschniederungen 788
Hämerten. Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe 39, 48, 98
Hanau. Mainbrücke. *V* 258

Seite

Hartmann, F., Professor Dr., Wien. Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken. *Z* 833
Hartmann, O., Stadtbauamtmann, München. Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke 125
Haushaltsplan, preußischer, für 1926. *V* . 66
— bayerischer, für 1926. *V* 68
— Reichs-H. für 1926. *V* 79, 90
Heberanlagen, selbsttätige, an italienischen Wasserkraftanlagen 648
Heberleitung. Baustelle des Tunnels unter dem Landwehrkanal für die AEG-Schnellbahn. *V* 643
van Heemskerck van Beest, E., Ihr., Ir., Amsterdam. Der Jan-Pieterszoon-Coen-Hafen in Amsterdam 57
Heidelberg. Ergebnis des Wettbewerbs für die Staustufe an der Hirschgasse . . 197
Heintze, Fr., Reg.- und Baurat, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton 340
— Einlagesteine in Gußbetontalsperren . . 741
Helgoland. Uferschutzbauten. *V* 234
Hennigs, E., Dipl.-Ing., s. E. Schmidt.
Herbst, Reg.- und Baurat, Dr.-Ing., Berlin. Über die Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldthafen in Berlin 277
Hetch - Hetchy - Wasserleitung für San Francisco 640
— Rohrbrücke. *V* 728
Hetzel, K., Regierungsbaurat, Bauleiter der Kachletstufe, Passau. Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage am Donau-Kachlet bei Passau 325, 406
Hochhaus mit Hochhausautogarage. *V* . . 91
— Brandbekämpfung in deutschen Turmhäusern 418
Hochwasser. Betonbrücke im H. *V* . . . 92
— -Führung der deutschen Ströme und die Minderung der H.-S. 170
— Emschergebiet während des H. Neujahr 1926 209
— -Schutz. Edertalsperre. *V* 258
— — von Paris durch einen Umleitungskanal zwischen Neuilly-sur-Marne und Saint-Dénis. *V* 334
— Durchbruch des Maasdeiches bei Nederasselt (Holland) 442
— Deichbruch bei Scharnau an der Weichsel im Juli 1925 504
— Erfordern die H.-Katastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens? . . . 693
— Uferschutzbauten am Sacramento-Strom. *V* 715
Hochzoll. Lechbrücke 285, 316
Hoebel, Ministerialrat, Berlin. Schiffahrtstraße Basel—Straßburg. *Z* 830
Hoffmann, F., Architekt, Berlin-Johannisthal. Die neueste Betonmischmaschine. *V* 445
Hohen-Neuendorf bei Berlin. Beseitigung der Grundwasserüberflutungen und die Ableitung des Grundwassers in den verseuchten Wohnbezirken . . . 81
Hohenwarte. Saaletalsperre 238
Holzbauten s. Hallenbauten.
Hülsenkamp, Reichsbahnrat, Berlin. Die Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken . . . 682
„Hütte". Jubiläumsfeier des Hüttentaschenbuches. *V* 258
Hydromechanische Energie-Umwandlung 454
Jjmuiden. Bau der neuen Schiffsschleuse . 309
Ingenieur-Akademie Oldenburg. *V* . . . 483
Italien. Eisenbetonbrücken im Zuge der italienischen Autostraße. *V* 422
— Selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen. 648
Jagschitz, K., Direktor der M. A. N., Dr.-Ing. ehr. *V* 739
Java. Stollenbau in einem lebenden Vulkan, Trockenlegung eines Kratersees *V* . 270
Jordan, Reichbahnoberrat, Dr.-Ing., Breslau. Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. *Z* 832

Seite

Jung, F., Dipl.-Ing., Regierungsbaumeister a. D., Herne. Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel 612, 628
Jütland (Dänemark). Geplante Fährverbindung mit Norwegen. *V* 236
Kado, Stadtbaurat a. D., Berlin-Wilmersdorf. Einfluß der Fliehkräfte auf statisch unbestimmte Eisenbahnbrücken . . 443
Kado, Reichsbahnrat, Frankfurt a. d. Oder. Die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. Oder 708, 743
Kaimauern im Hafen von Southampton. *V* . 258
— Wiederherstellung der eingestürzten K. im Zentraldock des La-Plata-Hafens von Buenos Aires. *V* 259
— Gekrümmte Gleitflächen unter K. *Z* 348, 436
— Bau einer Eisenbetonsenkkasten-K. im Hafen von Kobe (Japan) 650
— Theorie des Schiffstoßes 724
Kalaß, P. R., Dr.-Ing., Brandingenieur, Magdeburg. Die Brandbekämpfung in deutschen Turmhäusern 418
Kalifornien. Gußbeton-Turm von 145 m Höhe. *V* 196
— Hölzerne Druckrohrleitung von 4,90 m Lichtweite der Copco-Wasserkraftanlagen. *V* 459
— Eisenbetonbogenbrücke mit gekrümmter und geneigter Fahrbahn am Donner-See. *V* 632
Kalktagung Breslau. *V* 420
Kämpf, Regierungs- und Baurat, Direktor der Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Ablaufberg mit Beschleunigungsantrieb . 244
Kanäle. Betonauskleidung der Werkkanäle 45, 62
— Wellenerscheinungen in Schiffahrt-K. infolge von Schleusungen 110
— Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke 125
— Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollern-Kanals in Niederfinow . 154
— Hochwasserschutz von Paris durch einen Umleitungskanal zwischen Neuilly-sur-Marne und Saint-Denis. *V* 334
— Welland-Schiffahrt-Kanal. *V* . . . 348, 446
— Vorbereitende Arbeiten für die Ausführung größerer Erdarbeiten, insbesondere von Kanalbauten 376
— Theorie des Schiffstoßes 724
— Abwasserbeseitigung in München . . . 765
— Schiffahrtkanal zwischen Rhône und Marseille. *V* 844
Kappelisbergtunnel bei Gaildorf. Tunnelumbau im quellenden Gebirge . 437, 452
Karlsruhe. Erweiterung des Rheinhafens 298, 321
Karner, L., Dr.-Ing., Dortmund. Montage einer Eisenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal durch Überschieben . . 475
— Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede 677
Kaufmann, G., Dipl.-Ing., Direktor der Braß & Hertslet G. m. b. H., Berlin-Marienfelde. Portalkonstruktionen zur Abfangung von Gittermasten . . . 689
Kayser, H., Prof., Darmstadt. Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden 22, 65
Keppner, H., Dipl.-Ing., techn. Direktor der „Mittleren Isar" A.-G. Die Abwasserbeseitigung in München. II. Die Kläranlage, die Beseitigung und Verwertung des Klärschlammes und des Abwassers 782
Kiehne, S., Dipl.-Ing., Kiel. Umsetzen eines Deckenlaufkranes mittels Schwimmkranes. *V* 750
Kiel. Haupthalle für die nordische Messe . 33
Kittel, A., Dipl.-Ing., Berlin. Einiges über die Einrichtung größerer Baustellen . . 143
— Der Bau der neuen Schiffsschleuse zu Ijmuiden 309
Kläranlage der Stadt Glauchau zur Verhinderung von Hauskläranlagen und zur Förderung der Hauptkläranlage Nord 216
— München 222
— — Beseitigung und Verwertung des Klärschlammes und des Abwassers . . . 782

Seite

Klärschlamm. Verwertung von getrocknetem Kl. als Dungmittel. *V* 459
Klein-Auheim. Neubau der Mainbrücke . 2
Kleinlogel, Prof., Dr.-Ing., Darmstadt. Technik des nordamerikan. Straßenbaues. *Z* 31
— Bewegungsfugen im Betonstraßenbau . 705
Knauer, J., Dr., Landesgeologe und Privatdozent an der Technischen Hochschule München. Die Wirkung von Seespiegelabsenkungen 509
Kobe (Japan). Bau einer Eisenbeton-Senkkasten-Kaimauer 650
Koch, Regierungsbaumeister a. D., Offenbach am Main. Der Frankipfahl. *V* . . 483
Kokskohlenturm von 2000 m³ Inhalt . . 14
Köln. Brücke über den Rhein. *V* . . . 483
— Sonderausstellung deutscher Brückenbauanstalten auf der Herbstmesse. *V* . . 654
Kommerell, Dr.-Ing., Direktor bei der Reichsbahn im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin. Hochwertiger Baustahl St 48. *V* . . 29
— Erfahrungen mit hochwertigem Baustahle St 48 und Silizium-Brückenstahle . . 686
Kongofluß. Schiffbarmachung. *V* . . . 495
Königsberg. Einweihung der zweigeschossigen Drehbrücke über den Pregel. *V* 544
Kopenhagen. Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager. *V* 284
— — Beschreibung von Entwürfen 461, 488, 521, 638, 695, 729
Körner, B., Regierungs- und Baurat, Berlin. Die Vorarbeiten für Talsperren im Quellgebiete der Weser und ihre Ergebnisse 636
— Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens? . 693
Kornspeicher. Ausland-K. der Amme, Giesecke & Konegen A.-G. (Ageka), Braunschweig 651
Kraftwerk s. Wasserkraftanlagen.
Kran. Umsetzen eines Deckenlaufkranes mittels Schwimmkranes. *V* 750
Kranwagen. Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kr. 337
Krell, O., Prof., Dr.-Ing., Berlin-Siemensstadt. Seilaufzug für ein Schiffshebewerk . 245
— — Berichtigung. *V* 296
Kreß, Reichsbahnoberrat, Hannover. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow . . . 401, 426
— Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. *Z* 833
Kreuzeckbahn in Bayern. Eröffnung. *V* . 435
Krey, H., Oberregierungs- und -baurat, Dr.-Ing. ehr., Berlin. Ehrung. *V* . . 258
— Gebrochene und gekrümmte Gleitflächen bei Aufgaben des Erddruckes . . . 279
Kristensen, I., Fossedirektor, Dr.-Ing. ehr. *V* 520
Krohne, R., Reichsverkehrsminister Dr. jur., Berlin, Dr.-Ing. ehr. *V* 846
Kübler, Oberbaurat, Prof., 70 Jahre alt. *V* 102
Kufstein. Bau der Speicheranlage der städt. Elektrizitätswerke. *V* 531
Kulka, H., Prof., Dr.-Ing., Hannover. Zur Frage der Eisabführung an Wehren und über verwandte Fragen im Eisenwehrbau 304
— Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren 633, 662
Kulka, L., Dipl.-Ing., Hannover. Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken . . 621
— — *Z* 833
Kupferschmid, Oberbaurat, Karlsruhe. Schiffahrtstraße Basel—Straßburg. *Z* . 831
Kurzmann, S., Oberregierungsrat, Dr.-Ing., Vorstandsmitglied der „Mittlere Isar", A.-G., München. Die Betonauskleidung der Werkkanäle 45, 62
Landgraeber, Fr. W., Bergwerksdirektor, München. Schwebende Bahnen und ihre Bedeutung. *V* 507
— — *Z* 704
Lehrgerüst. Gerüsteinsturz der Piavebrücke in Belluno. *V* 55
— der Hochbrücken der Nebenbahn Leinfelden—Waldenbuch 232

Seite

Lehrgerüst. Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke 810
Leiner, Ber. Regierungsbaumeister, Dr.-Ing., Stolp-R. (Pomm.). Die ausnutzbaren Wasserkräfte der Erde 293
Leitz, H., Dr.-Ing., München. Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues . . 645
Lenz, F., Geh. Kommerzienrat. 80 Jahre alt. *V* 739
Lindenberg, Reichsbahnrat, Dipl.-Ing., Bremen. Der Umbau der Weserbrücke bei Bremen-Dreye 837
Lindenthal, G., Consulting Engineer, Dr.-Ing. ehr., New York, in Berlin. *V* 411
— Dr. techn. ehr. *V* 434
Lippart, Geh. Baurat, Dr.-Ing. ehr., scheidet aus dem Vorstand der M. A. N. aus. *V* 91
Lisse, L., Dr.-Ing. ehr., Bergassessor a. D., Berlin. Das Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau 735
Lohmeyer, Ministerialrat Dr.-Ing., Berlin. Ausbau der preußischen Seehäfen . 172
London. Aufgaben für den Brückenbau. *V* 483
— Umbau des Bahnhofs Cannon Street. *V* . 519
— Straßentunnel unter der Themse. *V* . . 703
— Eigenartige Wölbbrücke. *V* 764
Los Angeles (Kalifornien). 1650 m langes Abwasserrohr auf dem Meeresgrunde. *V* 31
Ludwigshafen a. Rh. Ausstellungs- und Festhalle 473
Lundbohm, Hjalmar, Dr., †. *V* 296
Lungernsee. Ausbau des Kraftwerkes. *V* . 347
Lydtin, Dr.-Ing., Dortmund. Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. *Z* 123
Lyttleton, Auckland. Erddruck gegen Uferbollwerke. *V* 421
Maas. Kanalisierung der holländischen M. 27, 313, 525, 745
Maaske, Regierungsbaurat, s. Schonk.
Madras. Senkkastengründung eines Molenkopfes. *V* 543
Maier-Leibnitz, Prof. Dr.-Ing., Eßlingen Kokskohlenturm von 2000 m³ Inhalt 14
— Die Brücke über den Hafenmund in Gelsenkirchen 218
— Verstärkung einer Eisenbahnbrücke der Great Northern Bahn über den Columbia River östlich von Wenatchee, Wash. *V* 506
— Die Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Newark-Bay (New Jersey). *V* . . 691
— Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes in Aachen. *V* . . 713
Mainkur. Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage 301, 330
Marseille. Schiffahrtkanal zwischen Rhône und M. *V* 844
Marx, A., Professor Dipl.-Ing., Kaiserslautern. Die große Ausstellungs- und Festhalle der Stadt Ludwigshafen a. Rh. . . . 473
Mast, Adolf, Dr.-Ing. ehr. *V* 457
Mast, O., Dr.-Ing., Regierungsbaumeister a. D., Berlin. Bohrpfahlgründung in erhitztem Boden 505
Maudrich, R., Dipl.-Ing., Oberingenieur, Dortmund. Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur 301, 330
Mauerwerk. Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von M. bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln 229, 254
Maurer, W., Ingenieur, Königsberg (Preußen). Der Einfluß der Bremskräfte bei einem Balken auf drei Stützen 658
Mautner, K. W., Direktor Dr.-Ing., Honorarprofessor der Techn. Hochschule Aachen. *V* 842
Melan, Professor Dr., Prag, Dr. techn. ehr. *V* 434
Melicher, K., Ing., Dr., Wien. Tragwerke für Taglichtsignale 657
Meliorationsbauten in Amerika. *V* . . . 103
— Ent- und Bewässerung der hamburgischen Marschniederungen 788

Meßgerät. Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken. *V* . . 448
— Spannungs- u. Schwingungsmesser. Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate. *V* 726
Meyer, G., Geheimer Oberbaurat, Berlin. Entwicklung des Seezeichenwesens an der deutschen Küste im letzten Jahrzehnt. *V* 192
Miehlke, Oberingenieur, Reichsbahndirektion Stettin. Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kranwagen . . 337
Milwaukee. Verwertung von getrocknetem Klärschlamm als Dungmittel. *V* . . 459
Mississippi. Regulierung 75
Modellversuche für Gestaltung und Kolkabwehr bei Wehren. *V* 421
Moldau. Neues M.-Bett auf den Maninagründen bei Prag. *V* 435
Möller, M., Professor Dr.-Ing., Braunschweig. Gekrümmte Gleitflächen unter Kaimauern. *Z* 348
Momber, Regierungsbaurat, Goslar a. Harz. Die Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. *V* . . . 715, 727, 739
Morgenschweis, Magistratsbaurat, Reg.-Baumeister a. D., Frankfurt a. d. O., Stadion und Notstandsarbeit 95
Müller, G., Dr.-Ing., Privatdozent für Garagenwesen an der Technischen Hochschule Berlin. Garagenbautechnik . 758
— Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. *Z* 832
— Der Bau der Sydney-Brücke. *V* . . . 844
Müller, P., Dr.-Ing., Düsseldorf. Akkordverträge im Bauwesen 256
Müller, W., Dr.-Ing., ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Der Bauzugbetrieb 181
München. Holzhallen der Deutschen Verkehrsausstellung 1925 397
— Kläranlage 222
— Abwasserbeseitigung 765
Nakonz, W., Reg.- und Baurat a. D., Dr.-Ing., Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G., Berlin. Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten 61
Nederasselt (Holland). Durchbruch des Maasdeiches 442
Neuilly-sur-Marne. Hochwasserschutz von Paris durch einen Umleitungskanal. *V* 334
Neumann, E., Dr.-Ing. Prof. an der Technischen Hochschule Stuttgart. Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. *Z* 32
— Straßenbautagung in Leipzig vom 3. bis 5. März 1926. *V* 205, 221
— Die Instandsetzung der Staatsstraßen in Bayern, Baden und Sachsen nach den amtlichen Berichten 449
— Prüfung und Bewertung der Straßenbaustoffe. *V* 459
— Bericht über die III. Tagung des Deutschen Straßenbauverbandes in Stuttgart. *V* . 726
Neu-Süd-Wales. Hölzerne Eisenbahnbrücke von 24,85 m Spannweite. *V* . . . 283
New Jersey. Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Newark-Bay. *V* . . 691
New York. Gründungsarbeiten bei einem Großkraftwerk. *V* 115
— Druckluftgründung für das Gebäude der New York Federal Reserve Bank. *V* . 532
— Erweiterung des Hafens 537
— Bau der neuen Untergrundbahn. *V* . . 748
Niederfinow. Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals . . . 154
Norderney. Dammbau aufgegeben. *V* . . 272
Nordsee. Sturmfluten an der Wesermündung. *V* 34
Nordsüdbahn s. Untergrundbahn.
Oberbau. Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton 4
— Französische Lieferbedingungen für Schienen. *V* 17
Oberbau. Amerikanische Eisenbahnschienen. *V* 235
— der Deutschen Reichsbahn. *V* 323
— Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn . 417
— englischer. *V* 457
— Anlage zur Gewinnung und Siebung von Eisenbahnstopfkies. *V* 495
— Eisenbetonquerschwelle 617
— Eisenbahnschienen aus Manganstahl. *V* . 764
Oder. Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau 6
Oeser, R., Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Dr.-Ing. ehr. *V* 16
— Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft †. *V* 410
Oesterreich. Straßenbau 413
Oldenburg. Straßenbau. *V* 472
— Ingenieur-Akademie. *V* 483
Ottmann, Dr.-Ing., Ministerialdirektor a. D., Berlin. Hans W. Schultz † 192
— Reichs-Wasserstraßen-Verwaltung . . . 268
— Schiffahrtstraße Basel—Straßburg . . . 432
— — Berichtigung 448
— — *Z* 830
— Teliu-Tunnel in Rumänien. *V* 842
Otto, Dipl.-Ing., Wesermünde, und Regierungsbaumeister **Brandt,** Berlin. Die Sturmfluten der Nordsee an der Wesermündung 34
Palm Beach, Florida. Im Spritzbetonverfahren hergestellte Spundwände. *V* . 423
Palmblad, E., Dipl.-Ing., Hamburg. Längsträgeranschlüsse für Brücken. *V* . . 843
Patentschau.

Nr.	Seite	Nr.	Seite	Nr.	Seite
413 604	32	414 955	284	428 079	632
413 708	32	420 912	296	427 643	644
417 328	44	423 219	324	426 941	656
417 161	44	424 485	336	424 928	704
419 187	68	424 127	348	426 854	716
419 851	180	424 929	356	417 162	728
413 452	196	423 694	412	433 408	740
304 457	208	425 700	436	430 995	764
411 894	224	424 126	436	426 419	834
421 110	236	424 533	448	431 565	834
419 426	272	424 930	472	431 104	834
422 233	272	428 296	508	432 383	846
420 692	284	427 896	620		

Patentschau. Verfahren zum Überziehen von Ortpfählen aus Beton mit einer bitumenhaltigen Schutzschicht innerhalb des Vortreibrohres 32
— Einrichtung zur Verhütung von Auskolkungen der Sohle von Wasserläufen 32
— Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen 44
— Geschiebefang für Werkkanäle 44
— Vorrichtung zum Eintreiben von Vortreibrohren 68
— Anlage zum Gewinnen von Wasserkräften aus den Niederschlagmengen, insbesondere an hochgelegenen Orten 180
— Verfahren zur Herstellung von Spurbahnen in Straßendecken 196
— Vorrichtung zur Ableitung von Schwemmgut bei Wasserkraftanlagen mit Rechen 208
— Vorrichtung zum Abstützen von Brückengerüsten 224
— Verfahren zum Verstärken von Grundmauern, Pfeilern und ähnlichen Bauteilen 236
— Nadelwehr 272
— Selbsttätiges Klappenwehr 272
— Hebewerk mit Spindelantrieb für bewegliche Wehrteile, Schleusentore und ähnliche Verschlußteile 284
— Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton 284
— Scherzer-Klappbrücke 296
— Wasserkraftanlage mit künstlichem Hochdruckgefälle 324
— Wasserkraftvernichter 336
— Seilbahnanlage zur Ausführung von Gießbetonarbeiten 348
— Dreh- und hebbares Wehr 356
— Hohlpfahl 412
— Einrichtung zum Betätigen von Wehren durch den Druck des Oberwassers . 436
Patentschau. Klappenwehr mit abgebremster Wehrklappe 436
— Einrichtung zum Abdichten von Schütztafeln und zu ihrem Feststellen in beliebiger Höhe 448
— Vortreibrohr 472
— Absperrvorrichtung für übereinanderliegende Becken, z. B. für Sparbecken einer Schleuse 508
— Selbsttätiges Segmentwehr 620
— Staudamm 632
— Verfahren zum Auftragen von Baustoffen oder Schutzmassen auf unter Wasser liegende Gegenstände 644
— Bergschadensichere Brücke 656
— Verfahren und Vorrichtung zum Öffnen und Schließen einer zweiflügeligen, gegen eine Anschlagleiste abgestützten Drehklappe 704
— Vorrichtung zum Ausgleich und zum Anzeigen von Senkungen des Untergrundes von Bauwerken 716
— Verfahren zur Erleichterung des Rammens von Spundbohlen 728
— Schräge Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern im Grundwasser 740
— Dammanlage für Talsperren oder dergl. 764
— Bewegungsvorrichtung für senkrecht geführte Zylinderschütze oder Ringventile für Schleusen 834
— Antrieb für Wehre mit drehbarem Aufsatz 834
— Gießturm für die Herstellung von Betonbauwerken 834
— Eiserner Brückenbalken mit Holzfüllstücken für die Schienenlagerung . . 846
Pauselius, K., Dipl.-Ing., Braunschweig. Kritische Vergleiche über die theoretisch ermittelten Fortschrittsgeschwindigkeiten der Wasserwellen mit deren beobachteten Werten, im Zusammenhange mit denjenigen der Tidewellen in Flußmündungen . . . 87
Pegel. Sturmfluten der Nordsee an der Wesermündung 34
Personalnachrichten.
20, 32, 44, 56, 68, 80, 92, 104
116, 180, 196, 208, 224, 236, 260, 272, 284
296, 312, 324, 336, 348, 356, 412, 424, 436
448, 460, 472, 484, 496, 532, 608, 620, 632
644, 656, 668, 704, 716, 728, 740, 752, 764
846
Peters. Zum siebzigsten Geburtstage von Friedrich Maximilian P. *V* 654
Petroleumhäfen, Anordnung und Ausgestaltung 587
Petzel, Dr.-Ing., Harburg. Neubau der Ernst-August-Schleuse in Wilhelmsburg . . 839
Philadelphia. Delaware-River-Brücke zwischen Ph. und Camden . . . 609, 838
— — Berichtigung. *V* 668
Plate, L., Strombaudirektor, Bremen. Der Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser 357
Polytechnikum. Chemisch-technologisches Institut des Friedrichs-P. in Cöthen (Anhalt). *V* 334
Prag. Moldaubett auf den Maninagründen. *V* 435
Preisausschreiben s. Wettbewerb.
Pressel, K., Dr. phil. h. c., Prof., München. Die Tunnelrüstungen von Franz Rziha und von Alfred Kunz 105, 173
Preußen. Staatshaushalt für 1926. *V* . . . 66
Prinz, E., Dipl.-Ing., Architekt, Kiel. Die neue Haupthalle für die nordische Messe in Kiel 33
Pueblo in Colorado. Betonbrücke im Hochwasser. *V* 92
Ramge, Regierungsbaumeister, Aachen. Eine bemerkenswerte Seilspannvorrichtung. *V* 644
Randzio, Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Dr. jur., Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin. Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken 10, 25, 51
Rank, J., Kommerzienrat, München Dr.-Ing. ehr. *V* 258

Seite

Rathenow. Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel 401, 426
Rechenvorschrift zur Auflösung symmetrischer Elastizitätsgleichungen . . . 455
Reichsgesetz s. Vorschriften.
Reichshaushalt für 1926. *V* 79, 90
Reichsverband der Deutschen Industrie, Vortrag Dr. Dorpmüller: „Wirtschaftswünsche und Reichsbahnwirtschaft". *V* 347
Reichsverkehrsministerium. Maßnahme des R. V. M. zur Belebung der Wirtschaft. *V* 177
— Ministerialdirektor Gutbrod Staatssekretär. *V* 713
Reichs-Wasserstraßenbeirat 221
Reichs-Wasserstraßen-Verwaltung . . . 268
Rheinregulierung. Schiffahrtstraße Basel—Straßburg 275, 290, 432
— — Berichtigung 448
— Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen 732
Rieppel, Anton von, †. 92, 169
Roebling, Washington A., †. *V* 752
Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. Erdrutsch. *V* 843
Rostschutz. Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken . 682
— Theorie und Praxis der Eisenschutzfarben durch Anstrich 684
— Verminderung der Rostgefahr durch Kupferzusatz bei der Eisenherstellung. *V* . . 702
Roth, F., Stadtbaumeister, Greifswald. Kaltasphalt (Essener Asphalt) und seine Verwendung im neuzeitlichen Straßenbau 241
Rotterdam. Erneuerung der Königinbrücke. *V* 179
Roudolf, Oberbaurat, Berlin-Friedenau. Eisenbetonquerschwelle 617
Ruer, W., Dipl.-Ing., München-Solln. Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken 190, 202, 265
Rumänien. Teliu-Tunnel. *V* 842
Rumänische Kommission zur Sicherung der Donauschiffahrt. *V* 295
Sachsen. Neue Talsperren. *V* 116
Salfeld, O., Regierungsbaurat, Saalfeld a. d. S. Die Saaletalsperre bei Hohenwarte . 238
Salisko, E., Regierungsbaurat, Regensburg. Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 464, 481
San Francisco. Bau der Hetch-Hetchy-Wasserleitung 640
— — Rohrbrücke. *V* 728
Schachenmeier, W., Prof. Dr.-Ing., München. Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden . . 609, 838
— — Berichtigung. *V* 668
— Leichte I-Profile für Trägerdecken. *V* . . 618
Schaechterle, K., Oberbaurat Dr.-Ing., Stuttgart. Die neuen Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken 108
— Tunnelumbau in quellendem Gebirge (Kapellisbergtunnel bei Gaildorf) . 437, 452
Schaper, G., Dr.-Ing. ehr., Dr. techn. h. c., Berlin. Der Eisenbahnbrückenbau im Jahre 1925 21
— Anton v. Rieppel † 169
— F-Stahl 237
— Parallelfachwerkträger für große Stützweiten 273
— Besuch von Gustav Lindenthal in Berlin. *V* 411
— Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen 461, 488, 521, 638, 695, 729
— Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich. *V* 655, 667, 690
— Fünfzigjähriges Jubiläum der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles. 753
— Haben Brücken aus Beton die gleiche Lebensdauer wie Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung? 840
Scharnau a. d. Weichsel. Deichbruch im Juli 1925 504
Schienen s. Oberbau.
Schiffshebewerk. Seilaufzug 245
— — Berichtigung. *V* 296

Seite

Schleusen. Wellenerscheinungen in Schiffahrtkanälen infolge von Schleusungen . . 110
— Bau der neuen Schiffs-Schl. zu Ijmuiden 309
— Erweiterung des Hafens von Antwerpen und die Kruisschansschleuse. *V* . . 311
— Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau . . 325, 406
— mit schwimmenden Sparbehältern . . . 425
— Welland-Schiffahrtkanal. *V* 446
— Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 464, 481
— Theorie des Schiffstoßes 724
— Ent- und Bewässerung der hamburgischen Marschniederungen 788
— Neubau der Ernst-August-Schleuse in Wilhelmsburg 839
Schmidt, E., Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde-West. Berechnung eines Konsolträgers mit Zuglasche zwischen Endquerträger und Widerlager einer eisernen Eisenbahnbrücke 77
— und Dipl.-Ing. **E. Hennigs,** Lichterfelde-West. Vergleich der Stabkräfte aus vereinfachter, angenäherter Berechnung mit denen aus genauer Berechnung in einem zweifachen Fachwerk . . . 512
Schmidt, G. E., Reg.- und Baurat, Hafen-Oberbaurat in Danzig. Der Deichbruch bei Scharnau an der Weichsel im Juli 1925 504
Schmieder, L., Oberbaurat, Dr., Heidelberg. Das Ergebnis des Wettbewerbs für die Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg 197
Schneider, A., Baurat, ehem. Vorstand des Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein und Leiter der elsaß-lothringischen Rheinregulierungsarbeiten, Herrenalb in Württ. Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen 732
Schonk, Reg.-Baurat, und Reg.-Baurat **Maaske,** Hannover. Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten 187, 199
Schonnopp, K. E., Dipl.-Ing., Charlottenburg. Eiserne Spundwände 73, 111
— — *Z* 544
— Gefährdete Baugruben 308, 345
Schultz, Hans W., † 192
Schultze, J., Dr.-Ing., Bornim b. Potsdam. Theorie des Schiffstoßes 724
Schumann, R., Hofrat Prof. Dr., Dr.-Ing. ehr. *V* 102
Schwarzenbachtalsperre. Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton . . . 340
— Einlagesteine in Gußbeton-Talsperren . 741
Schwebebahnen. Eröffnung der Kreuzeckbahn in Bayern. *V* 435
— Eröffnung der Zugspitzbahn. *V* 471
— Treidel-Schw. *V* 739
— und ihre Bedeutung. *V* 507
— — *Z* 704
Schwellen s. Oberbau.
Schwingungsmesser s. Meßgerät.
Schwoon, Oberbaurat, Hamburg. Die Ent- und Bewässerung der hamburgischen Marschniederungen 788
Seattle. Montlake-Brücke. *V* 208
Seespiegelabsenkungen 509
Seezeichen. Entwicklung des S.-Wesens an der deutschen Küste im letzten Jahrzehnt. *V* 192
— Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser 357
Seilaufzug für ein Schiffshebewerk . . . 245
— Berichtigung. *V* 296
Seilbahnen s. Schwebebahnen.
Seilspannvorrichtung. *V* 644
Senkkastengründung s. Gründung.
Sennar. Staumauer von S.-Makwar im Blauen Nil. *V* 91
Siebert, B., Dipl.-Ing., Hamburg. Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen 587
Signale für doppelte Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn 417
— Licht-S. mit vier Signalbildern. *V* . . . 434

Seite

Signale. Englisches und amerikanisches Eisenbahnsignalwesen. *V* 444
— Tragwerke für Taglicht-S. 657
Silo. Auslandkornspeicher der Amme, Giesecke & Konegen A.-G., Braunschweig 651
Sizilien. Wasserwirtschaft und Wasserkräfte 440, 467
Skutsch, Reichsbahnoberrat, Prof., Dr.-Ing., Berlin. Fachwerke von endlicher Beweglichkeit 204
— — *Z* 424
Sorger, A., Ministerialrat, Dresden. Ehrung. *V* 113
— Die Talsperren bei Weiterswiese i. E. und bei Crimmitschau 217
Southampton. Zur Geschichte des Kaimauerbaues. *V* 258
Spandau. Neubau der Charlottenbrücke über die Havel 68
Spannungsmesser s. Meßgerät.
Speck, A., Ministerialrat, Dr.-Ing., Dresden. Probleme beim neuzeitlichen Straßenbau 477
Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau . 735
Spundwände, eiserne 73, 111
— — *Z* 544
— hergestellt im Spritzbetonverfahren. *V* . 423
— Eisenbeton-Sp. Bauart Ravier. *V* . . . 620
Stadion und Notstandsarbeit 95
Stahl s. Baustahl.
Stahlhäuser. *V* 543
Starker, Regierungsbaumeister, Niederfinow. Der Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow 154
Statik. Ausrüsten von Dreigelenkbogen aus Beton 53
— Berechnung eines Konsolträgers mit Zuglasche zwischen Endquerträger und Widerlager einer eisernen Eisenbahnbrücke 77
— Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmung und Fliehkraft auf die Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien 87
— Berechnung symmetrischer mehrstieliger Rahmen bei stetiger Belastung in der Querrichtung (Räumlicher Kraftangriff) 159
— Fachwerke von endlicher Beweglichkeit . 204
— — *Z* 424
— Parallelfachwerkträger für große Stützweiten 273
— — *Z* 832
— Einfluß der Fliehkräfte auf statisch unbestimmte Eisenbahnbrücken . . . 443
— Rechenvorschrift zur Auflösung symmetrischer Elastizitätsgleichungen . . 455
— Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl und Hansmann G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien 485, 500
— Vergleich der Stabkräfte aus vereinfachter, angenäherter Berechnung mit denen aus genauer Berechnung in einem zweifachen Fachwerk 512
— Leichte I-Profile für Trägerdecken. *V* . . 618
— Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken 621
— — *Z* 833
— Einfluß der Bremskräfte bei einem Balken auf drei Stützen 658
— Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Grund der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 736
— Ausbiegungen eines Druckstabes bei Überschreitung der Knicklast 747
— Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke 810
— Längsträgeranschlüsse für Brücken. *V* . 843
Staumauer s. a. Talsperre.
— am Wanaque-River (New Jersey). *V* . . 18
— Gewölbereihendämme und Frostgefahr. *V* 43
— von Sennar-Makwar im Blauen Nil. *V* . 91
— -Brüche bei Dolgarrog in Wales. *V* . . 235
— Wiederherstellung einer beschädigten Massiv-Bogen-St. in Colorado. *V* . . 295
— Wiederherstellung des Calaveras-Staudammes (San Francisco). *V* 654
— und Kraftwerk im Baker-Fluß. *V* . . . 763

Seite

Staustufe. Ergebnis des Wettbewerbs für die Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg 197
— im Donau-Kachlet bei Passau . . 325, 406
— Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 464, 481
Stecher, B., Regierungsbaurat, Dr.-Ing., Münster i. W. Eiserne Spundwände. *Z* 544
— Bau einer Eisenbeton-Senkkasten-Kaimauer im Hafen von Kobe (Japan) . 650
Stecher, E., München, s. Bosch.
Steinberger, H., Oberbaurat, Darmstadt. Schwerer Bauunfall bei Darmstadt . 701
Stettin. Ausbau des Hafens 172
Stollenbau s. a. Tunnel.
— Aquedotto Pugliese 10, 25
— in einem lebenden Vulkan: Trockenlegung eines Kratersees auf Java. *V* . 270
— in der Eifel. *V* 728
Stollenbauten für Wasserleitungen. *V* . . 763
Stoltenburg, W., Dipl.-Ing., Assistent am Lehrstuhl für Statik und Brückenbau der Techn. Hochschule Danzig. Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Grund der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 736
Stoy, W., Dipl.-Ing., Holzminden. Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke . 810
Straßburg. Wiederherstellung der Pfeilergründung am Str. Münster. *V* . . . 177
— Schiffahrtstraße Basel—Str. . . 275, 290, 432
— — Berichtigung 448
— — *Z* 830
Straßenbau. Tragfähigkeit einer Straßendecke aus Beton. *V* 18
— Betonstraßendecke in Sechseck-Felderteilung. *V* 31
— Technik des nordamerikanischen Str. *Z* . 31
— Rüttelbeton im Str. *V* 44
— Wirtschaftlich-technische Betrachtungen des neuzeitlichen Str. *V* 80
— Klinkerpflaster in Straßenbahngleisen. *V* 92
— III. zwischenvölkische Str.-Ausstellung. *V* 116
— Geräte und Maschinen des amerikanischen Landstraßenbaues. *V* 193
— Vorläufiges Merkblatt für den Bau von Automobilstraßen aus Beton. *V* 193, 436
— -Tagung in Leipzig vom 3. bis 5. März 1926. *V* 205, 221
— Sulfitlauge zur Verbesserung des Holzpflasters. *V* 223
— Kalksteinschotter zur Straßenunterhaltung 225
— Kaltasphalt (Essener Asphalt) und seine Verwendung im neuzeitlichen Str. . 241
— Versuchsstrecke für neuzeitlichen Str. in Bayern auf der Staatsstraße Nr. 87 „München—Tegernsee“ 261
— in Amerika. *V* 272
— Zeitgemäße Straßenbefestigungen . . . 315
— Österreichische Straßen 413
— Betonmischmaschine. *V* 445
— Instandsetzung der Staatsstraßen in Bayern, Baden und Sachsen nach den amtlichen Berichten 449
— Vortrag über Straßenbaustoffe von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann-Stuttgart: Prüfung und Bewertung der Straßenbaustoffe. *V* 459
— in Oldenburg. *V* 472
— Probleme beim neuzeitlichen Str. . . . 477
— Benennungen im Asphaltstraßenbau. *V* . 482
— Schaffung von wissenschaftlichen und praktischen Straßenbauforschungsstellen. *V* 644
— Berechnung des Betonstraßenoberbaues . 645
— Bewegungsfugen im Beton-Str. 705
— III. Tagung des Deutschen Str.-Verbandes in Stuttgart, Bericht. *V* 726
— Landstraßenbau und Prüfung von Straßenbaustoffen sowie Straßenbefestigungen. *V* 842
— Verkehr und Stadtstraßenbau unter besonderer Berücksichtigung der Berliner Verhältnisse. *V* 842
Straßenbrücke s. Brücke.
Straßentunnel s. Tunnel.
Streck, A., Dr.-Ing., Hannover. Die Frage der Grundwerte bei d. Erddruckberechnung 431

Seite

Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Hauptversammlung. *V* 632
Sturmfluten der Nordsee a. d. Wesermündung 34
Sumatra. Bau einer eisernen Fachwerkbrücke im freien Vorbau über 50 m. *V* 751
Sydney. Hölzerne Eisenbahnbrücke von 24,85 m Spannweite. *V* 283
Sydney-Brücke. *V* 844
Sylt. Dammbau Festland—S. 14
Talsperre s. a. Staumauer.
— Gem-Lake-T. *V* 43
— bei Goldentraum 93
— Koberbach-T. in Sachsen. *V* 116
— bei Weiterswiese in Sachsen. *V* . 116, 217
— bei Crimmitschau 217
— am Schwarzen Regen im Bezirk Viechtach in Bayern. *V* 235
— Saale-T. bei Hohenwarte 238
— Eder-T. als Hochwasserschutz. *V* . . . 258
— bei Boberröhrsdorf 497
Talsperren. Bauausführungen in Gußbeton 340
— Vorarbeiten im Quellgebiete der Weser und ihre Ergebnisse 636
— Einlagesteine in Gußbeton-T. 741
— Sprengluftverfahren beim T.-Bau . . . 735
Technisch-wissenschaftliche Forschung. Wirtschaftlichkeit, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens 297
Technische Hochschule Aachen. Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Dorpmüller, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 16
— Fossedirektor Ingvar Kristensen, Dr.-Ing. ehr. *V* 520
— Direktor Dr.-Ing. K. W. Mautner Honorarprofessor. *V* 842
— Prof. Dr.-Ing. Wentzel zum Rektor ernannt. *V* 423
Technische Hochschule Berlin. Hofrat Prof. Dr. R. Schumann, Dr.-Ing. ehr. *V* . 102
Technische Hochschule Braunschweig. Verkehrsinstitut. *V* 295
— Ingenieur Heinrich Butzer, Dr.-Ing. ehr. *V* 334
— Eduard Dyckerhoff, Blumenau b. Wunstorf, Dr.-Ing. ehr. *V* 531
— Friedrich Fix, Duisburg, Dr.-Ing. ehr. *V* 763
— Reichsverkehrsminister Dr. jur. R. Krohne, Dr.-Ing. ehr. *V* 846
— Adolf Mast, Dr.-Ing. ehr. *V* 457
Technische Hochschule Danzig. Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. ehr. P. Ehlers, Ehrenbürger der T. H. D. *V* . . . 739
— Verlagsbuchhändler Georg Ernst, Dr.-Ing. ehr. *V* 29
— Baurat G. de Grahl, Dr.-Ing. ehr. *V* . 221
— Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin, Professor in Danzig. *V* . . 702
Technische Hochschule Dresden. Ehrung für Ministerialrat Dr. A. Sorger. *V* . 113
Technische Hochschule Karlsruhe. Ingenieur Heinrich Brenzinger, Dr.-Ing. ehr. *V* 496
— Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Oeser, Dr.-Ing ehr. *V* . 16
Technische Hochschule München. Direktor der M.A.N. R. Jagschitz, Dr.-Ing. ehr. *V* 739
— Josef Rank, Dr.-Ing. ehr. *V* 258
— Franz Wörner, Dr.-Ing. ehr. *V* 258
Technische Hochschule Wien. Fortbildungskurse für die in der Praxis stehenden Ingenieure. *V* 56
— Prof. Dr. Melan, Prag, Dr. techn. ehr. *V* . 434
— Consulting Engineer Dr.-Ing. ehr. G. Lindenthal, New York, Dr. techn. ehr. *V* 434
Technische Hochschule Tung-chi in Woosung (China). XIII. Jahresbericht. *V* . 205
Technische Hochschulen. Besuch der deutschen T. H. im Winterhalbjahr 1925/26. *V* 179
— Besuch der deutschen T. H. im Sommerhalbjahr 1926 *V* 520, 532
Tiefbauwerke. Wiederherstellungsarbeiten 10, 25, 51
Tils, Reichsbahnrat, Mitglied der Reichsbahndirektion Köln. Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld 136
— Parallelfachwerkträger für große Stützweiten *Z* 833

Seite

Todesfälle. Viktor Brausewetter †. *V* . . . 259
— J. A. Brinell †. *V* 68
— Dr. Hjalmar Lundbohm †. *V* 296
— Generaldirektor Rudolf Oeser †. *V* . . . 410
— Anton von Rieppel † *V* 92, 169
— Washington A. Roebling †. *V* 752
— Hans W. Schultz † 192
— Prof. H. Weihe †. *V* 424
Träger s. a. Statik.
— Untersuchung von in Beton eingebetteten I-Tr. *V* 460
Treidelschwebebahn. *V* 739
Tunnel s. a. Stollenbau.
— Bau- und Betriebsweisen 328, 414
— Spree-T. bei Friedrichshagen. *V* 347
— Kapellisberg-T. bei Gaildorf. Tunnelumbau in quellendem Gebirge . . . 437, 452
— unter dem Liffey. *V* 632
— Straßen-T. unter der Themse. *V* . . . 703
— Teliu-T. in Rumänien *V* 842
Tunnelrüstungen von Franz Rziha und von Alfred Kunz 105, 173
Uferpromenade für Buenos Aires. *V* . . . 336
Uferschutzbauten s. a. Flußbau, Hochwasser.
— für Helgoland. *V* 234
— am Sacramento-Strom. *V* 715
Unfälle s. a. Hochwasser.
— Einsturz eines Eisenbeton-Neubaues infolge von Frost (in Evanston, Ill). *V* 30
— Gerüsteinsturz d. Piavebrücke in Belluno. *V* 55
— Einsturz eines Eisenbetondaches (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 27). *V* 207
— Amerikanische Betrachtung über die andauernden Bauunfälle in den Vereinigten Staaten. *V* 207
— Staumauer-Brüche bei Dolgarrog in Wales. *V* 235
— Einsturz eines Eisenbetondaches (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 28). *V* 412
— Einsturz einer Eisenbetondecke (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 29). *V* 508
— Bau-U. bei Darmstadt (Umkippen eines Hauptmastes) 701
— Erdrutsch bei Rosengarten. *V* 843
— Brückeneinsturz bei Gartz a. d. O. *V* . 846
Unfallverhütung. Maßnahmen der Deutschen Reichsbahn zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen. *V* . . . 632
Unterfangung. Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerks. *V* 195
— von Brückenpfeilern 213
— Abfangung einer zehn Stockwerke tragenden gußeisernen Säule. *V* . . . 519
Untergrundbahn. Erweiterung der Berliner Nordsüdbahn. *V* 296
— Baustelle des Tunnels unter dem Landwehrkanal für die A E G-Schnellbahn 643
— in New York. *V* 748
Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine. *V* 644
Verein deutscher Ingenieure. 65. Hauptversammlung. *V* 336
Verein deutscher Kalkwerke E. V. *V* . 323
— Hauptversammlung. *V* 420
Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. *V* 495, 643
Versuchspfähle aus Schmelzzement für Proberammungen. *V* 336
Vicari, M., Stadtbaurat, Kempten i. Algäu. Unterfangen von Brückenpfeilern . . 213
Viechtach (Bayern). Talsperre am Schwarzen Regen. *V* 235
Viereth. Staustufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 464, 481
Vilbig, J., Ministerialrat, München. Versuchsstrecke für neuzeitliche Straßenbauweisen in Bayern auf der Staatsstraße Nr. 87 „München—Tegernsee“ zwischen km 8,28 und 26,0 261
Vogel, Regierungsbaurat, Wesermünde. Schutz einer Betonpfahlgründung gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers 841
Vogesen. Bahnbau. *V* 496

Seite

Vorderindien. Hafenbauten. *V* 115
Vorschriften s. a. Gebührenordnung.
— Hochwertiger Baustahl St 48 (Deckblätter zu den „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl"). *V* . . 79
— Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken 108
— Erlaß, betreffend Eisen- und Eisenbeton-Bauwerke der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen. *V* 116
— Berichtigungen der Bestimmungen 1925 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. *V* 180
— Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, betr. die Berechnung eiserner Brücken. *V* 192
— Vorläufiges Merkblatt für den Bau von Automobilstraßen aus Beton. *V*. 193, 436
— Reichsgesetz über Änderungen im patentrechtlichen Verfahren. *V* 221
— für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer. *V* . . 270
— Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt, betr. Kennzeichnung hochwertigen Baustahls St 48. *V* . . . 420
— Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betr. Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl (St 48). *V* . . . 420
— — betr. Berechnung eiserner Brücken. *V* 434
— für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke 482
— Maßnahmen der Deutschen Reichsbahn zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen. *V* 632
— Erlaß des preußischen Handelsministers über Berechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen. *V* 642
Walchensee. Wirkung von Seespiegelabsenkungen 509
Wanaque-Damm. Verwendung des Gurtförderers im großen Stil. *V* 18
Wärmeschutz durch Seegras. *V* 224
Wasserbau-Versuchswesen. Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung 297
Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich . . . 545
Wasserkraft-Gewinnung aus den Meereswellen. *V* 283
Wasserkraft. Ausnutzbare Wasserkräfte der Erde 293
— Wasserwirtschaft Siziliens und seine Wasserkräfte 440, 467
— Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt u. W.-Nutzung . . . 529, 541
Wasserkraftanlage. Gründungsarbeiten bei einem Großkraftwerk in New York. *V* 115
— Orion-Kraftwerk in Bulgarien. *V* . . . 115
— Radaunewerk bei Danzig, Eisenbetondruckrohr. *V* 223
— Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau . . 325, 406
— Lungernsee. *V* 347
— Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 464, 481
— Hölzerne Druckrohrleitung von 4,90 m Lichtweite der Copco-W. in Nordkalifornien. *V* 459
— Talsperrenanlage bei Boberröhrsdorf . . 497
— Bau der Speicheranlage der städt. Elektrizitätswerke Kufstein. *V* . . . 531
— im Baker-Fluß. *V* 763

Seite

Wasserkraftanlagen. Selbsttätige Heber an italienischen W. 648
Wasserleitung. Hetch-Hetchy-W. für San Francisco 640
— — *V* 728
— Zusammenstellung der bedeutendsten W.-Stollen. *V* 763
Wehre s. a. Staustufe, Wasserkraftanlagen.
— Eisabführung an W. 60, 304, 835
— Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur 301, 330
— Eisabführung an Wehren und verwandte Fragen im Eisenwehrbau 304
— Modellversuche für Gestaltung und Kolkabwehr. *V* 421
— Bau des Hauptwehres bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus. *V* 458
— Strömungen und Drücke an beweglichen W. 633, 662
Weidmann, Reichsbahnoberrat, München. Die Lechbrücke bei Hochzoll . 285, 316
Weihe, H., Prof. †. *V* 424
Weiterswiese i. E. Talsperre. *V* . . 116, 217
Welland-Schiffahrt-Kanal. *V* . . . 348, 446
Weltkraftkonferenz in Basel. *V* 715, 727, 739
Welwyn (England). Bau eines Betongewölbes in neun Stunden. *V* . . . 115
Werkkanäle s. Kanäle.
Wesel. Straßenbrücke über den Rhein 533, 624
Wesemann, C., Dipl.-Ing., Enschede, Holland. Der Durchbruch des Maasdeiches bei Nederasselt (Holland) 442
Weser. Die Sturmfluten der Nordsee an der Wesermündung 34
— Fahrwasserbezeichnung der Außenweser 357
— Vorarbeiten für Talsperren im Quellgebiete der W. und ihre Ergebnisse 636
Wesermünde. Erweiterung des Fischereihafens. *V* 172, 234
Wettbewerb. Ergebnis des W. für die Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg 197
— für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. *V* 284
— — Beschreibung von Entwürfen 461, 488, 521, 638, 695, 729
— Hai-Ho-Kai in Tientsin-Tangku (China). *V* 334
— Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken. *V* 448
— Spannungs- und Schwingungsmesser. Stand der Prüfung der W.-Apparate. *V* . . 726
Wien. Verschiebbares Glasdach des städtischen Amalienbades. *V* 532
Wilhelmsburg. Neubau der Ernst-August-Schleuse 839
Winkel, R., Reg.- und Baurat Dr.-Ing., Berlin. Besondere Wellenerscheinungen in Schiffahrtkanälen infolge von Schleusungen 110
— Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens . . . 297
— Hydromechanische Energie-Umwandlung 454
— Professor in Danzig. *V* 702
Wirtschaftswünsche und Reichsbahnwirtschaft. *V* 347
Wittinger, A., Stadtbaurat Dipl.-Ing., Karlsruhe. Die Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens 298, 321
Wolter, Dipl.-Ing., Harburg. Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. *Z* 124

Seite

Wörner, F., Geh. Kommerzienrat, Dr.-Ing. ehr. *V* 258
Zementbund. Vortrag Woernle: Geräte und Maschinen des amerikanischen Landstraßenbaues. *V* 193
Zemo-Awtschaly im Kaukasus. Bau des Hauptwehres. *V* 458
Zimmermann, H., Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Dr., Berlin. Franz Grashof als Forscher und Lehrer 69
— — *Z* 259
Zugspitzbahn. Eröffnung. *V* 471
Zuidersee. Abschließung und Trockenlegung. *V* 748
Zürich. Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung. *V* 655, 667, 690
Zuschriften an die Schriftleitung. Geh. Hofrat Prof. H. Engels, Dresden — Dipl.-Ing. K. Lüders: Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen 20
— Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt — Prof. Dr.-Ing. Neumann, Stuttgart: Technik des nordamerikanischen Straßenbaues 31
— Reichsbahnrat Blunck, Altona — Prof. Colberg, Hamburg — Oberbaurat Dr. F. v. Emperger, Wien: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen . . 53
— Dr.-Ing. Lydtin, Dortmund — Obering. Dipl.-Ing. M. Florides, Leipzig — Dipl.-Ing. Wolter, Harburg — Dr.-Ing. Craemer, Düsseldorf: Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern 123
— Prof. Dr. O. Föppl, Braunschweig — Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr. H. Zimmermann, Berlin: Franz Grashof als Forscher und Lehrer 259
— Prof. Dr.-Ing. M. Möller, Braunschweig — Dr.-Ing. A. Berrer, Woosung: Gekrümmte Gleitflächen unter Kaimauern 348, 436
— Dr. A. Fleck, Berlin-Steglitz — Reichsbahnoberrat Prof. Dr.-Ing. Skutsch, Berlin: Fachwerke mit endlicher Beweglichkeit 424
— Dr.-Ing. B. Stecher — Dipl.-Ing. K. E. Schonnopp: Eiserne Spundwände . . 544
— Dietze, R., Ingenieur, Hainichen i. Sa. — Bergwerksdirektor W. Landgraeber, München: Schwebende Bahnen und ihre Bedeutung 704
— Ministerialrat Hoebel, Berlin — Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ottmann, Berlin — Oberbaurat Kupferschmid, Karlsruhe: Schiffahrtstraße Basel—Straßburg 830
— Dr.-Ing. G. Müller, Berlin-Lankwitz — Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Jordan, Breslau — Reichsbahnoberrat Kreß, Hannover — Dr.-Ing. F. Brunner, Duisburg — Reichsbahnrat Tils, Köln: Parallelfachwerkträger für große Stützweiten 832
— Prof. Dr. F. Hartmann, Wien — Dipl.-Ing. L. Kulka, Hannover: Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken 833
— Dr.-Ing. F. Brunner, Duisburg — Dipl.-Ing. E. Ackermann, Bochum: Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl . . 834
Zwach, Reichsbahnrat, Vorstand der Eisenbahnbauabteilung Elbebrücke, Stendal. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten 39, 48, 98

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 1. Januar 1926 | Heft 1

Rückblick — Ausblick.

Nachdem heute der dritte Jahrgang unserer Fachschrift „Die Bautechnik“ abgeschlossen vorliegt, sei es gestattet, den Blick von der Arbeit rückschauend zu wenden. Vor drei Jahren — in einer Zeit schwerster wirtschaftlicher Not — sah sich der Verlag trotz starker eigener und aus Freundeskreisen erhobener Bedenken veranlaßt, eine neue Fachschrift zu schaffen, in der Erkenntnis, daß einer wichtigen Gruppe der Vertreter des Baufaches, den Bauingenieuren, ein ihrem gesamten Aufgabenkreise ausschließlich gewidmetes unabhängiges Organ fehlte.

In ihrem kurzen Geleitwort für das erste Heft des ersten Jahrgangs der „Bautechnik, Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen“ haben damals Schriftleitung und Verlag dargelegt, wie sehr sie sich der großen, dem neuen Unternehmen sich entgegenstellenden Schwierigkeiten bewußt waren; im Vertrauen auf jahrzehntelange Erfahrung und auf die tatkräftige Hilfe hervorragender Mitarbeiter glaubten sie sich jedoch zu der Hoffnung berechtigt, daß Reichs- und Staatsbehörden sowie Technik und Wirtschaft ihr Wohlwollen der neuen Zeitschrift nicht versagen würden.

Der Erfolg hat diese Erwartungen gerechtfertigt. Aus kleinen Anfängen heraus hat „Die Bautechnik“ schnell einen großen, stetig wachsenden Stamm angesehener Fachmänner des In- und Auslandes gewonnen, deren dankenswerte Mitarbeit es gestattet hat, den Jahrgang 1925 auf einen Umfang von $97^3/_4$ Druckbogen (782 Textseiten) mit 2080 Textabbildungen und 5 Tafeln zu bringen. Demgegenüber wies der erste Jahrgang (1923) nur einen Gesamtumfang von $66^1/_2$ Druckbogen (532 Textseiten) mit 983 Textabbildungen und 3 Tafeln auf. Kaum ein Gebiet des Bauingenieurwesens ist während dieser drei Jahre nicht durch wertvolle Beiträge bereichert worden; schon der erste Jahrgang konnte wichtige Forscherarbeiten auf dem Gebiete der höheren Statik, Aufsätze über Grundbau, Wasserforschung und Wasserbau, über Wehr- und Talsperrenbau, über die künstlerische Gestaltung von Ingenieurbauwerken, über Baumaschinen und Förderwesen, Eisenbahnbau, Eisenbrücken- und Eisenhochbau, Ingenieurholzbau und Baustoffkunde bringen. Auch der Eisenbetonbau ist gebührend berücksichtigt worden. In den folgenden Jahrgängen sind alle diese Gebiete weiter gepflegt worden; besonders erwähnt seien außerdem das heute so wichtige Gebiet der Brückenverstärkungen und -umbauten, der See- und Hafenbau, der Wasserstraßen- und Wasserkraftausbau, der Berg-, Stollen- und Tunnelbau, das Verkehrswesen, der städtische Tiefbau und nicht zuletzt der mehr und mehr das öffentliche Interesse beanspruchende Straßenbau. Wiederholt fanden in der „Bautechnik“ eingehende und lebhafter Anteilnahme begegnende Aussprachen statt, so über amerikanische und australische Brückenbauten, über den neuen hochwertigen Baustahl und die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke, die Messungen an eisernen Brücken u. a. m.

Nicht vergessen sei auch die eingehende Erörterung der Ergebnisse von Wettbewerben sowie eine sorgfältige Auslese bemerkenswerter ausländischer Ingenieurbauten, die teils in größeren Abhandlungen, teils in kurzen Mitteilungen zur Kenntnis unserer Leser gebracht wurden. Berichte über wichtigere technische Vorträge, die in den Fachvereinen gehalten wurden, fanden regelmäßig und schnell ihren Platz in der „Bautechnik“.

Zur Aufnahme besonders umfangreicher und bedeutender Arbeiten über Bauausführungen und statische und andere fachwissenschaftliche Probleme haben sich die vierteljährlich erscheinenden, im Umfange wesentlich verstärkten Hefte (Sonderhefte) bewährt.

Die nach gründlicher Vorarbeit und im Einverständnis mit maßgebenden Behörden und Dienststellen und in Fühlung mit der Bauindustrie seit dem 1. April 1924 erscheinende „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen“, als Fortsetzung der während der Inflation eingegangenen „Zeitschriftenschau aus dem Gebiete des Wasserbaues“ weiter ausgebaut und mit der Zeitschriftenschau von „Beton u. Eisen“ vereinigt, genießt wachsende Beliebtheit und Verbreitung als ein Nachschlagemittel von stetig zunehmendem Werte.

So erklärt es sich, daß trotz ständiger Verschlechterung der Wirtschaft der Leserkreis der „Bautechnik“ innerhalb des Jahres 1925 sich um rd. ein halbes Tausend Bezieher vermehrt hat. Schriftleitung und Verlag können daher mit Zuversicht auf dem beschrittenen Wege weiterarbeiten und „Die Bautechnik“ weiter ausbauen zu einem getreuen Berater und Förderer für jeden Ingenieur. Sie danken an dieser Stelle allen, die ihnen mit Rat und Tat zur Seite standen, in der Hoffnung auf ein weiteres gedeihliches Zusammenwirken im Dienste der Zeitschrift und des gesamten Bauingenieurwesens.

Der Verlag. **Die Schriftleitung.**

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim.

Von Dr. **Otto Gliß,** Reichsbahnbauführer in Mainz.

Am 11. September 1925 wurde die neue Mainbrücke bei Klein-Auheim dem Verkehr übergeben. Zur Geschichte dieses Neubaues sei folgendes erwähnt:

Im Jahre 1882 hatte die Hessische Ludwigsbahn die Strecke Eberbach—Hanau in km 86,12 mit einer schweißeisernen Brücke, von Gerber konstruiert und von dem Werke Süddeutsche Brückenbau-A. G. (heutige M.A.N., Werk Gustavsburg) ausgeführt, über den Main geleitet. Die Brücke hatte 4,30 m lichtes Raumprofil (Abb. 1c) und bestand aus fünf einzelnen Überbauten, mit je 45,8 m Stützweite (Abb. 1a). Die Pfeiler, aus Sandstein, waren mit Hilfe hölzerner Spundwände und Fangedämme gegründet und schon damals mit Rücksicht auf einen späteren zweigleisigen Ausbau der Strecke für eine zweigleisige Brücke vorgesehen worden. Infolge des schnell anwachsenden Verkehrs und der damit verbundenen immer größer werdenden Belastung reichte bald die Querschnittbemessung der Brücke nicht mehr aus. Die geringe Quersteifigkeit und die darauf beruhenden starken Seitenschwankungen zwangen zu einer Ermäßigung der Fahrgeschwindigkeit auf 25 km/Std. (Abb. 2). Bei der Neueinteilung der Brücken konnte sie nur noch in die Klasse *K* kommen.

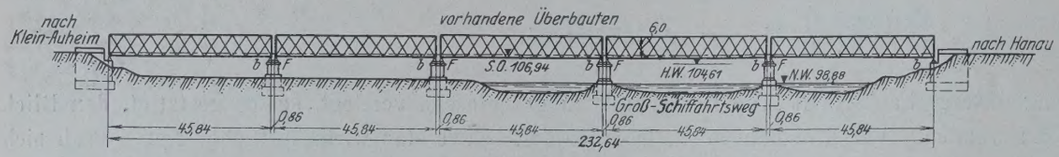


Abb. 1a.

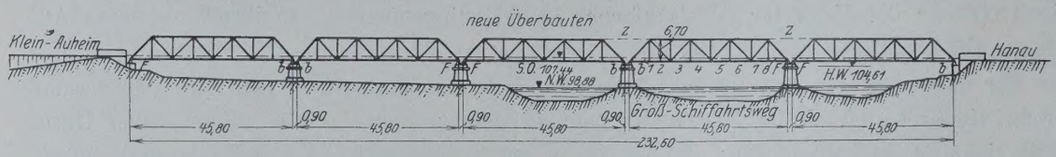


Abb. 1b.

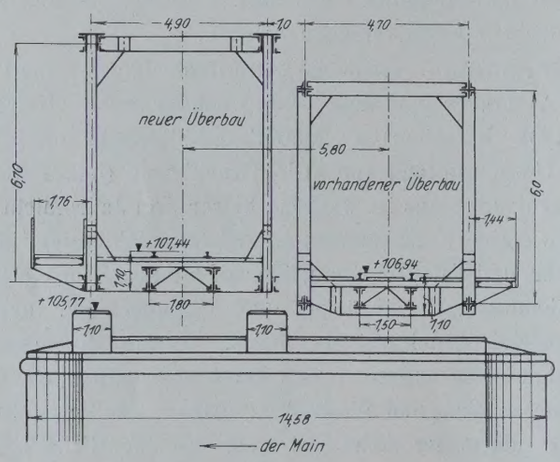


Abb. 1c.

Wiederholte Anträge auf Verstärkung oder Erneuerung mußten der Zeitverhältnisse halber zurückgestellt werden. Als aber im Januar 1923 zugleich mit der Ruhraktion die Main-Neckar-Bahn von Frankfurt bis Darmstadt besetzt und somit die unmittelbare Verkehrsader von N nach S unterbunden wurde, war man gezwungen, den Verkehr zum Teil über Hanau-Ost—Babenhausen—Darmstadt umzuleiten. Jetzt zeigte sich die Wichtigkeit einer raschen Erledigung der Brückenfrage. Im engeren Ausschreiben sollten bis zum 20. September 1923 die Angebote eingereicht sein. Grundbedingung war, daß bei der Montage weder der Zug- noch der Schiffsverkehr gestört werden dürfte. Nach langen Verhandlungen mit den Wasserbaubehörden und mit den Gemeinden einigte man sich, mit Rücksicht auf den Großschiffahrtsweg Rhein—Main—Donau, auf eine Höherlegung der neuen Brücke um 50 cm mit der Möglichkeit, diese später um weitere 2 m zu heben. Das erste Ausschreiben mußte nun einem allgemeinen öffentlichen weichen, und zwar mit Angeboten für Flußeisen (St 37) und für hochwertigen Baustahl (St 48), wobei die Firma Harkort, Duisburg a. Rh., den Zuschlag für die eisernen Überbauten erhielt. Die Arbeiten an den Pfeilern und Widerlagern wurden von der Firma Ph. Holzmann A. G., Frankfurt (Main), ausgeführt.

Um nun die Brücke unabhängig vom Zugverkehr aufstellen zu können, wurde eine neue eingleisige Brücke auf die westliche, flußabwärts gelegene Seite der Pfeiler neben die alte Brücke gelegt und später das Betriebsgleis in das Baugleis auf dem erweiterten Damm eingeschwenkt. Die Höherlegung um 50 cm geschah mittels Auflagerquadern aus Schwarzwaldgranit aus den Brüchen von Bühl in Baden. Das Prüfungsergebnis dieser Quadern in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt betrug für einen Würfel von 5 cm Kantenlänge 1515 kg/cm² Druckfestigkeit. Die Quadern wurden fertig bearbeitet auf die alten Pfeiler aufgebracht (Abb. 2).

Die Überbauten bestehen aus hochwertigem Baustahl (jetzt St 48). Die Materialprüfungen ergaben eine Festigkeit von 5200 bis 5800 kg/cm² und eine Dehnung von 19 bis 21 %.

Wie aus Abb. 1b ersichtlich, besteht die Brücke aus fünf einzelnen Überbauten, und zwar fünf Trapezträgern mit acht Feldern, einer Stützweite von je 45,8 m, einem lichten Raumprofil von 4,6 m und einem Fußweg von 1,45 m. Abgesehen vom oberen und unteren Windverband sind noch je zwei starke Bremsverbände angeordnet, um Schlingerwirkungen mit

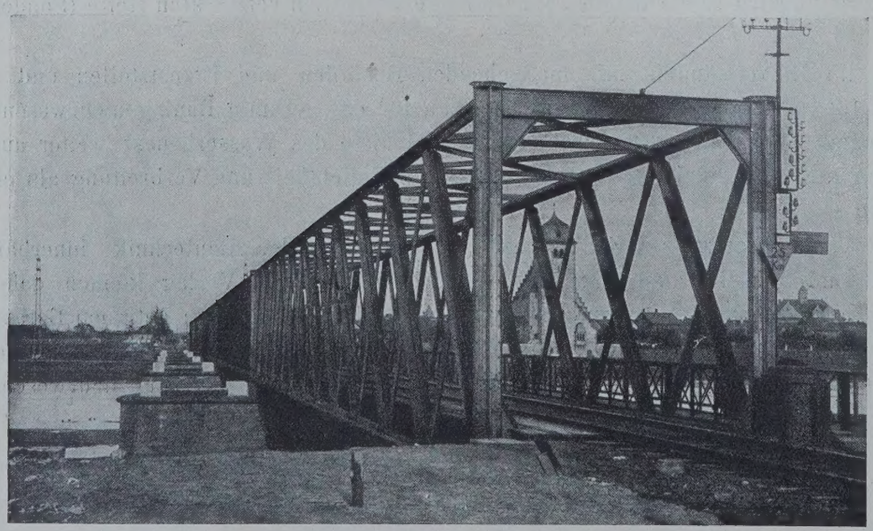


Abb. 2.

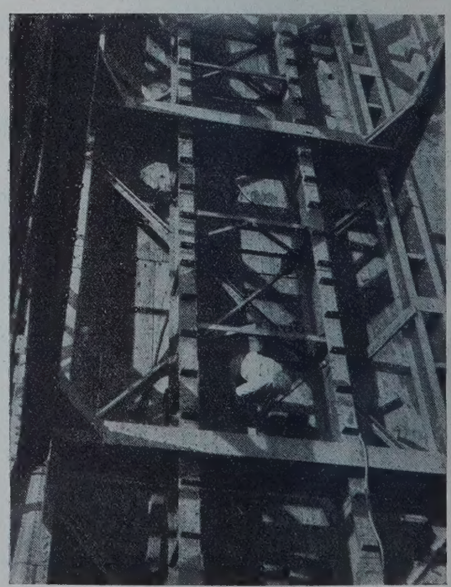


Abb. 3.

aufnehmen zu können, denn ein eigentlicher Schlingerverband ist nicht vorhanden. Er ist ersetzt durch Querrahmen zwischen den Längsträgern und deren Anschluß an den unteren Windverband (Abb. 3).

Die Auflager aus Flußstahlguß sind so angeordnet, daß die beweglichen Lager auf Pfeiler 1, 3 und das nördliche Widerlager zu liegen kommen. Die Schienenauszugvorrichtungen sind dementsprechend auf Pfeiler 1 und 3 angebracht worden. Die Abdeckung zwischen den Schienen besteht aus Warzenblechen, sonst aus Bohlenbelagtafeln. Die Konstruktion an und für sich ist, wie aus den Abbildungen zu ersehen ist, die allgemein übliche.

Die Montage geschah an Ort und Stelle vom linken Ufer aus (Abb. 4). Die einzelnen Stäbe wurden, fertig genietet und mit Mennige gestrichen, neben dem Baugleis (auf dem neuen Damm) abgeladen, gelagert und von hier mittels Kleinwagen auf das Montagegerüst gefahren.

Dieses mußte auf Pfähle gestellt werden, die in den tragfähigen Grund so weit eingerammt wurden, bis die letzte Hitze bei einem Bärgewicht von 2,8 t und einer Fallhöhe von 3 m im Durchschnitt 28 mm betrug. Die eigentliche Montage ging nun in der Weise vor sich, daß erst die Gerüste für die beiden ersten Öffnungen aufgestellt wurden. Dann wurde der erste Überbau montiert, und bis der Obergurt fertig verschraubt war, war die Fahrbahn schon so weit abgenietet, daß das Schmalspurgleis bis an den zweiten Überbau vorgestreckt werden konnte. Jetzt brach man das Gerüst I ab und stellte es in die Öffnung III. Nach Fertigstellung des zweiten Überbaues kam dessen Gerüst in die Öffnung V, so daß diese gleich nach der Vollendung des dritten Überbaues in Angriff genommen werden konnte.

Das Nieten geschah mit Preßluft, die im Maschinenhaus auf dem rechten Ufer erzeugt und in Leitungen über die alte Brücke an Ort und Stelle geführt wurde. Ebenso wurde auch der Strom für den Kran und die sonstigen Maschinen dort erzeugt und an die Verwendungsstellen geleitet.

Um nun, wie verlangt, durch die Montage die Schiffahrt nicht zu stören, wurde die Fahrstraße, die unter der vierten Öffnung liegt, mit einem freien Vorbau überbrückt, was der bemerkenswerteste und schwierigste Teil der Bauausführung war. Zu diesem Zwecke wurde der vierte Überbau mit Hilfe einstweiliger Zugstäbe mit dem dritten und fünften Überbau verbunden und somit als Kragarm eines Balkens auf zwei Stützen wirken lassen (vergl. Systemskizze). Wichtig ist, daß in solchen Fällen die dem Kragarm entgegengesetzten Enden lose sein müssen, damit während des Vorbaues eine Ausdehnungsmöglichkeit vorhanden ist. Im vorliegenden Falle wurde sogar der dritte Überbau schon beim Anlegen um 22 mm zurückgelegt, was ungefähr seiner eigenen Temperaturschwankung und der des halben vierten Überbaues entsprach. Überbau V wurde gleich auf Maß angelegt. Die Montage des Vorbaues ging nun folgendermaßen vor sich:

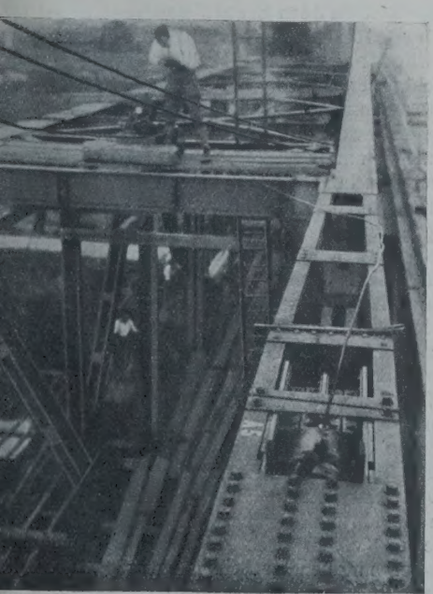


Abb. 6.

Mit Hilfe zweier I-N. P. 50, die an dem Untergurt des dritten Überbaues befestigt waren und 12 m frei vorkragten, wurde eine Arbeitsbühne geschaffen (Abb. 5).

Auf dieser Bühne monti rte man nun die beiden ersten Felder von unten nach oben, wie gewöhnlich, und nietete sofort ab. Jetzt wurde der einstweilige Zugstab an den Obergurt des dritten Überbaues angenietet. Als Montagekran diente hier ein Ausleger, der von Feld zu Feld vorgeschoben wurde. Um die Möglichkeit zu haben, den Kragarm immer in der richtigen Höhe halten zu können,

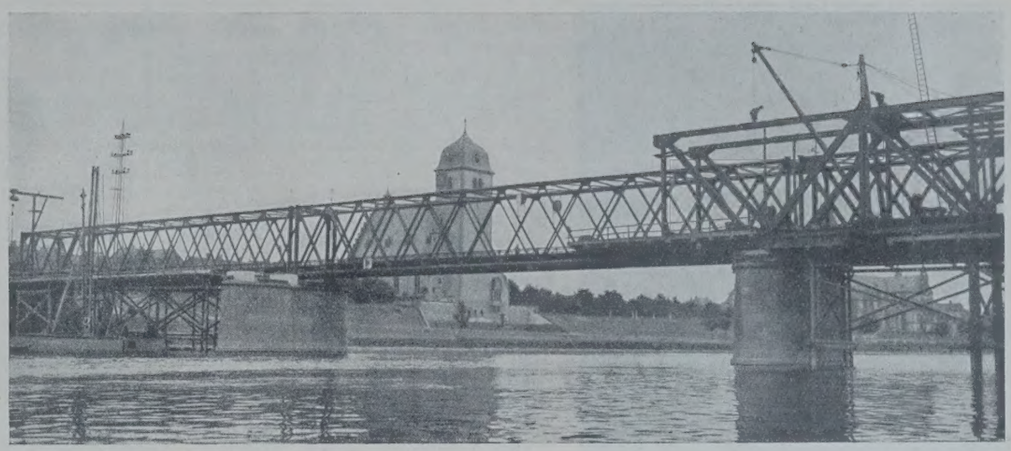


Abb. 5.

war das Zugband aus zwei ineinander verschiebbaren Teilen gebildet worden, in die eine Druckpresse eingebaut war, die bei Vergrößerung des Druckes die beiden Teile ineinanderschob und somit den an dem Stabe hängenden Kragarm in die Höhe hob (Abb. 6 u. 7).

Erforderlich war ein Druck von 80 bis 120 t, um den Arm hoch zu halten. Außer dieser Presse waren zur Sicherheit auch noch Keile angeordnet, die bei einer nötig werdenden Entlastung der Presse die Zugkraft auf Platten übertragen sollten. Diese Platten waren an den ⊏-Eisen und an den Zugbändern angenietet und wurden durch die Keile in der

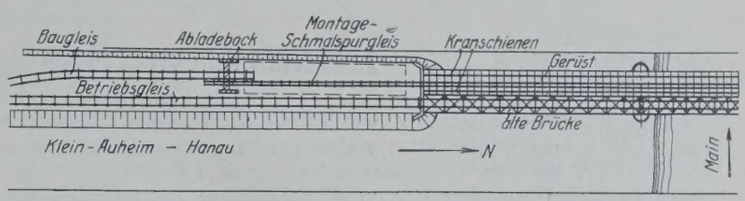


Abb. 4.

gewünschten Entfernung gehalten. Zur Druckübertragung diente ein Stahlgußlager, das zwischen die Untergurtstäbe von Überbau III und IV eingebaut war und zugleich auch ein Wegrutschen des Untergurtes verhindern konnte (Abb. 8).

Nachdem die ersten beiden Felder des Freivorbaues über der Bühne fertig genietet waren, wurden, umgekehrt wie sonst, erst die Schrägstreben und Ständer des dritten Feldes an den Obergurt mit Hilfe des Auslegers angehängt, dann folgten Untergurt und Fahrbahn von Feld 3 und 4 und endlich Schrägstrebe und Ständer von Feld 4 (vergl. Systemskizze). Zum Abnieten wurde ein Gerüst an den Untergurt angehängt. Das Gerüst

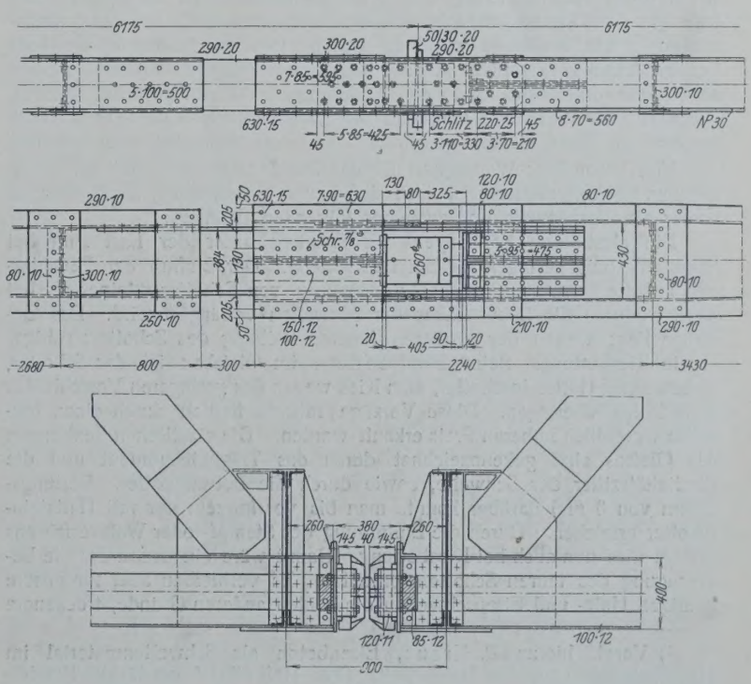


Abb. 7.

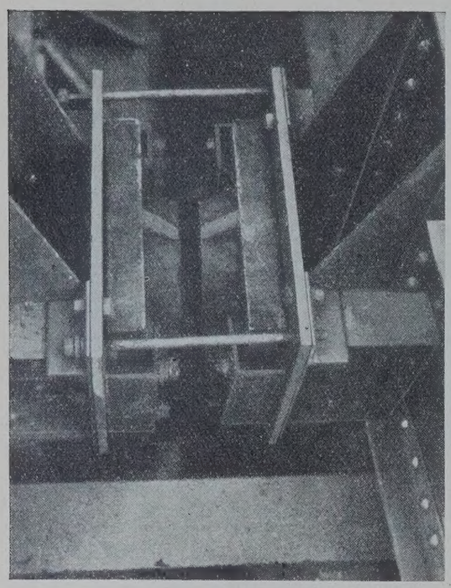


Abb. 8.

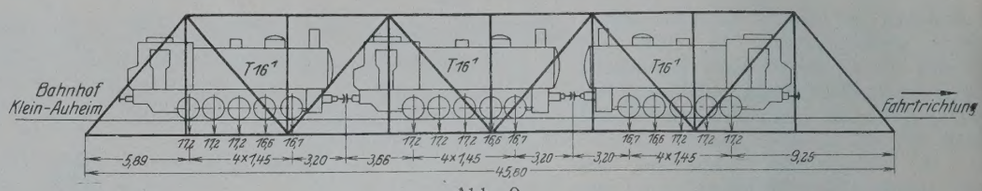


Abb. 9.

für den Obergurt kam in derselben Weise wie bisher auf die Querträger zu stehen. So war die Montage bis zur Mitte gediehen. Dasselbe wiederholte sich nun auch von rechts her, bis zum spannendsten Augenblick — dem Zusammenschluß. Hier zeigte sich nun, welch ungeheueren Einfluß die Temperaturschwankungen bei der Montage haben. Morgens früh um 4 Uhr wurde der letzte Untergurtstab (Feld 5 und 6) eingehängt, wobei jedoch kein Nietloch mit dem Untergurtstab von Feld 3 und 4 übereinstimmte. Es fehlten ungefähr 25 mm. Nun überließ man die Korrektur des Fehlers der Sonne. Um 7 Uhr fehlten noch 17 mm, um $8^1/_2$ Uhr noch 8 mm und um $10^1/_2$ Uhr hatten sich die Untergurte so weit gedehnt, daß die Löcher ganz genau aufeinanderpaßten. Sofort wurde abgenietet und die Fahrbahn eingebaut. Genau derselbe Vorgang spielte sich beim letzten Obergurtstabe ab. Als endlich der vierte Überbau sich selbst tragen konnte, wurden die vier Pressen zugleich gelöst, die Hauptträger abgelassen, bis sie auf der Parabelhöhe standen, und die einstweiligen Zugstäbe abgeschnitten.

Hand in Hand mit der Montage ging auch der Brückenanstrich. Es wurden auf die Mennige noch zwei Anstriche (mit Farben der Firma Gartzke, Berlin) aufgebracht, und zwar erst Ferrucolor-Dunkelgrau und dann Ferrucolor-Silbergrau B als Deckanstrich.

Am 2. September 1925 fand die Probebelastung und Abnahme statt. Als ungünstigste Belastung wurden 3 T 16¹ nach Abb. 9 aufgestellt.

Es ergab sich für ruhende Belastung nach 15 Minuten eine Durchbiegung von ungefähr 19 mm mit 1 mm bleibend. Auch bei Schnellfahrten (55 km/Std.) und Schnellbremsen auf jedem Überbau wurden dieselben Ergebnisse beobachtet. Die Seitenschwankungen betrugen 1 bis 2 mm.

Somit war im Bezirk der R. B. D. Mainz die erste Brücke aus hochwertigem Baustahl St48 vollendet und abgenommen. Gegenüber Flußeisen war eine Ersparnis an Gewicht von 21,43 % und an Kosten von ungefähr 8 % erzielt worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Kenntnis der Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton.[1]

Von Prof. **Halter,** Technische Hochschule, München.

Trotz jahrelanger Arbeit und vieler Versuche ist es in Deutschland noch nicht gelungen, eine allen Anforderungen genügende Eisenbetonschwelle für Vollbahnen mit stärkerem Verkehr zu entwickeln. Die Ursachen für diesen Mißerfolg sind verschieden. Eine der Hauptursachen ist wohl die, daß die Eisenbetonschwelle ein Bauwerk ist, das Erfahrungen auf zwei ganz verschiedenen Gebieten, dem Eisenbetonbau und dem Eisenbahnoberbau verlangt, Erfahrungen, die sich selten in einer Person vereinigt finden. Eine ziemlich große Anzahl von Konstrukteuren hat sich schon mit der Frage beschäftigt, aber von vielen Schwellentypen, die in den letzten Jahren vorgeschlagen wurden, konnte man schon im voraus sagen, daß sie auf die Dauer ihrem Zwecke wohl nicht entsprechen würden. Es soll deshalb in den folgenden Zeilen der Versuch gemacht werden, Schwellen zu finden, die solche ohne weiteres erkennbaren Mängel nicht aufweisen, um in der ganzen Frage einen Schritt vorwärts zu kommen.

Die Schwelle ist ein Glied des Eisenbahnoberbaues, der daneben noch aus Bettung, Kleineisenzeug und Schienen besteht. Es ist bekannt, daß eine gewisse Leistungsfähigkeit des Oberbaues durch das Zusammenwirken dieser Elemente zustande kommt und daß innerhalb gewisser Grenzen eines dieser Elemente auf Kosten der anderen verändert werden darf, ohne daß eine merkliche Änderung der Gesamtwirkung eintritt. Diese Tatsache beweist schon, daß die Eisenbahnschwelle nicht für sich, sondern im Rahmen des gesamten Oberbaues behandelt werden muß.

Von besonderer Wichtigkeit ist das Zusammenwirken mit der Gleisbettung. Schotterbettung ist nach den heute herrschenden Anschauungen besser als Kiesbettung, und zwar aus folgenden Gründen:

Die elastischen Senkungen des Geleises unter der Last sind bei Schotterbettung geringer als bei Kiesbettung. Der Einfluß der Feuchtigkeit auf die Schwellen ist bei Anwendung von Schotter kleiner als bei Kies, wodurch die Lebensdauer der Schwellen verlängert wird. Das Gestänge liegt wegen der größeren inneren Reibung des Schotters ruhiger als in Kiesbettung. Beim Stopfverfahren im Gleisbau ist der Schotter, insbesondere Hartsteinschotter, dem Kies wegen des geringeren Verschleißes beträchtlich überlegen. Diese Vorzüge müssen freilich durch einen teilweise wesentlich höheren Preis erkauft werden. Die elastischen Senkungen des Gleises sind gekennzeichnet durch das Trägheitsmoment und die Elastizitätsziffer der Schwelle, sowie durch die Bettungsziffer. Bettungsziffern von 8 und darüber konnte man bis vor kurzem nur mit Hartsteinschotter erreichen. Durch die Einführung des Stampf- oder Walzverfahrens gelingt dies nun auch bei Kiesbettung. Damit wäre ein Grund für die Bevorzugung des teuren Schotters entfallen. Es verbleiben aber für unsere heutigen Holz- und Eisenschwellen die beiden anderen Gründe, trockenere und ruhigere Lage der Schwellen, bestehen. Für eine Eisenbetonschwelle sind aber die letzteren Vorzüge des Schotters nicht so wichtig, denn stärkere oder geringere Feuchtigkeit schadet dieser Schwelle gar nichts, und die ruhigere Lage wird einerseits durch das große Gewicht der Eisenbetonschwelle bewirkt, anderseits kann sie durch eine geeignete Schwellenform und Oberflächenbehandlung sehr gefördert werden.

Nimmt man nun an, man habe eine Eisenbetonschwelle gefunden, die den Betriebsbelastungen dauernd gewachsen ist, dann könnte man den jetzt üblichen teuren Schotter durch den meist viel billigeren Kies (Einbau im Walzverfahren) ersetzen, ohne daß das Gleis im Vergleich mit unseren heutigen Gleisen als schlechter zu bezeichnen wäre. Man hätte aber einen bedeutenden wirtschaftlichen Erfolg durch Einführung der Eisenbetonschwelle erzielt, ohne daß diese Schwelle billiger zu sein braucht als eine Holz- oder Eisenschwelle, ja selbst dann noch, wenn sie um 30 bis 50 % teurer ist. Es kommt noch ein weiterer Umstand hinzu. Eisenbetonschwellen werden meist kürzer gebaut als Holz- oder Eisenschwellen, mit welchen Aussichten auf Erfolg, wird später gezeigt. Wenn es aber gelingt, sie kürzer zu halten, dann kann auch die Bettung schmäler gehalten werden, was wiederum ein wirtschaftlicher Vorteil ist. In diesen Umständen liegt neben dem Ersatz des hochwertigen Holzes und Eisens durch Beton nach Ansicht des Verfassers die Hauptstärke der Eisenbetonschwelle. Freilich haben wir diese brauchbare Schwelle noch nicht, aber auf der Suche nach ihr muß dieses Ziel stets im Auge behalten werden.

Unsere heutigen Eisenbetonschwellen zeigen vor allem Zerstörungserscheinungen am Schienenauflager und in der Mitte. Diese Erscheinungen treten so hartnäckig auf, daß manche Konstrukteure an die Möglichkeit, sie zu beheben, nicht mehr glauben. Der Kampf gegen den Mittelriß scheint als aussichtslos aufgegeben zu sein. Die in Wembley und in München gezeigten Eisenbetonschwellen sind keine Schwellen mehr, sondern Einzelstützen. Damit hat man den Mittelriß freilich vermieden, aber auch auf einen großen Teil der Tragfläche der Schwelle verzichtet und die Einheitlichkeit der Konstruktion preisgegeben. Man sollte doch noch einmal versuchen, ob es nicht möglich ist, eine wirkliche Schwelle zu finden, die den Beanspruchungen standhält. Die Aussichten eines solchen Versuches seien im folgenden kurz besprochen.

Die physikalischen Grundlagen der heute vorherrschenden Oberbautheorie sind bekannt und in dem Zimmermannschen Werk eingehend behandelt. Die Ergebnisse dieser Theorie sind die folgenden:

Prismatische Schwellen von 2,70 m Länge zeigen eine elastische Linie, die in der Mitte und an den Köpfen gleich hoch liegt, kürzere Schwellen dagegen weisen eine solche mit einem nach außen zu stets fallenden Verlauf auf (Abb. 1). Die dabei auftretenden Senkungen geben ein Bild der auf die Bettung wirkenden Drücke, da Proportionalität zwischen Druck und Senkung angenommen ist. Die Theorie nimmt weiter an, daß nach

[1]) Vergl. hierzu R. Kraus, Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe, „Die Bautechnik" 1925, Heft 53 (IV. verstärktes Sonderheft), S. 744 u. f. Die Schriftleitung.

Aufhören des Druckes die Senkungen wieder vollständig verschwinden. Es ist aber auch bekannt, daß diese Annahmen nicht streng richtig sind. Die Formänderung des Schwellenlagers ist nicht nur elastisch, sondern es bleibt ein gewisser Rest als dauernde Formänderung zurück. In dem vortrefflichen Buch Bräunings „Die Grundlagen des Gleisbaues“ ist auf diesen Umstand mehrfach hingewiesen, unter anderm auf S. 43 durch den Satz: „Cuénod fand tatsächlich die Form der belasteten Schwelle als Abdruck im Gleisbett“. Diese Erscheinung ist dadurch bedingt, daß die stärker belasteten Teile der Bettung ausweichen, vermutlich so lange, bis alle Teile des Schwellenlagers den gleichen Druck erfahren. Die Abdrücke, die man dabei im Gleisbett erhält, werden die in Abb. 2 dargestellten Formen haben.

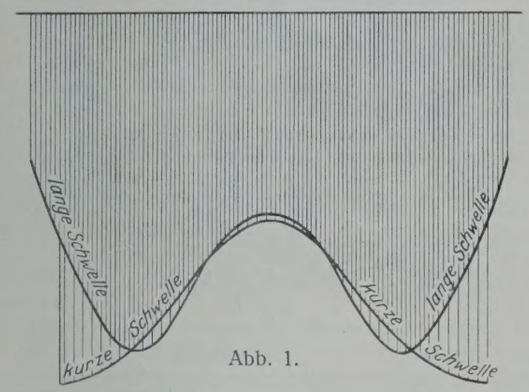


Abb. 1.

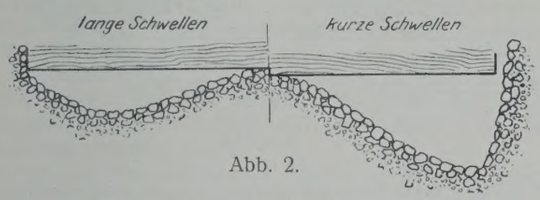


Abb. 2.

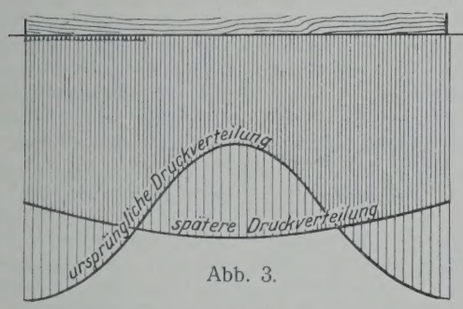


Abb. 3.

Demnach müssen kurze Schwellen im unbelasteten Zustande nur in der Mitte aufliegen. Beim Überrollen der Last würden dann die Schwellenenden schlagartig in die Unterlage gepreßt. Man kann vermuten, daß die so entstehende elastische Linie der Schwelle in der Mitte noch etwas stärker gekrümmt ist, als es einer gleichmäßig verteilten statischen Last entspricht. Das statische Belastungsbild wäre dann nicht das der Theorie entsprechende, sondern wegen der bleibenden Formänderung der Bettung und des Arbeitswertes des Schlages das in Abb. 3 gezeigte. Es ist klar, daß dieses zweite Lastbild sehr viel größere Mittelmomente ergibt als das erste, und damit dürfte das Auftreten des Mittelrisses erklärt sein. Aus dem Schrifttum geht auch hervor, daß es vor allem die kurzen Schwellen sind, die unter diesem Mittelriß zu leiden haben, was mit obigen Überlegungen übereinstimmen würde. Kurze Schwellen zeigen auch häufig die Erscheinung des „Reitens“ und bedingen ein unruhiges Fahren, woraus man wiederum schließen kann, daß die Gleisbettung eine Oberfläche besitzt, wie sie in Abb. 2 rechts dargestellt wurde.

Zusammenfassend läßt sich sagen: Die Ursachen des unruhigen Fahrens und des Mittelrisses bei kurzen Schwellen sind die anfänglich ungleichen Bettungsbelastungen, die ein bleibendes Ausweichen der äußeren Bettungsteile zur Folge haben.

Will man diese Erscheinungen vermeiden, so muß man Schwellen entwerfen, die eine solche ungleiche Bettungsbelastung von vornherein nicht ergeben. Vielleicht werden manche Leser geneigt sein, diesem Umstande keine große Bedeutung beizumessen, weil man bei der Bahnunterhaltung dem obengenannten Schaden durch stärkeres Unterstopfen der Schwellenenden begegnen kann. Das wäre jedoch nicht richtig gedacht, denn man darf nicht übersehen, daß dieses ungleiche Unterstopfen ein künstliches Hilfsmittel zur Erhaltung des Gleichgewichtes ist, das von Zeit zu Zeit wiederholt werden muß, während es doch viel besser wäre, wenn die Schwelle vermöge ihrer Form selbst den Gleichgewichtszustand schafft und dauernd erhält. Beim Stampf- oder Walzverfahren ist diese Maßnahme der stärkeren Unterstützung der Außenteile ohnehin nicht verwendbar. Aus diesen Erwägungen heraus hat der Verfasser gekürzte Eisenbetonschwellen entworfen, die theoretisch die größtmögliche Gleichmäßigkeit der Druckverteilung liefern, in der Hoffnung, daß dann jeder Anlaß zu einem ungleichen, bleibenden Ausweichen einzelner Bettungsteile entfällt und die schädlichen Erscheinungen, wie sie oben genannt wurden, sich nicht einstellen. Es sind dies also Schwellen, die eine elastische Linie mit gleicher Höhenlage in der Mitte und an den Enden aufweisen. Der Gedanke ist an sich nicht neu. Er stammt von H. Zimmermann und führte zu den bis vor kurzem üblichen 2,70 m langen Schwellen von prismatischer Form. Neu ist nur, daß man die gleichmäßigste Senkung auch bei kurzen Schwellen anstreben soll, und neu sind die Formen, die sich besonders bei stark gekürzten Schwellen daraus ergeben.

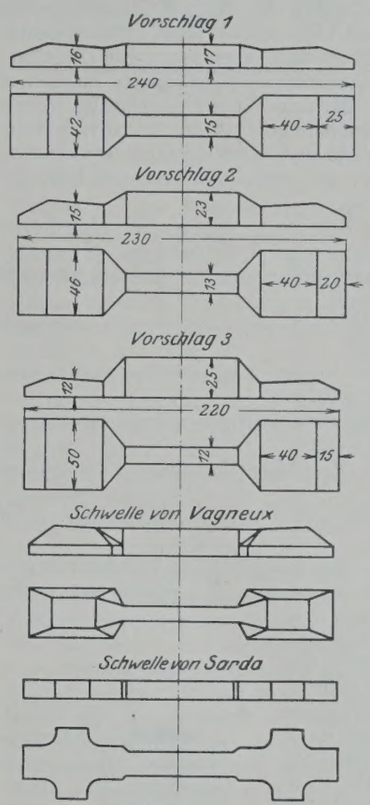


Abb. 4.

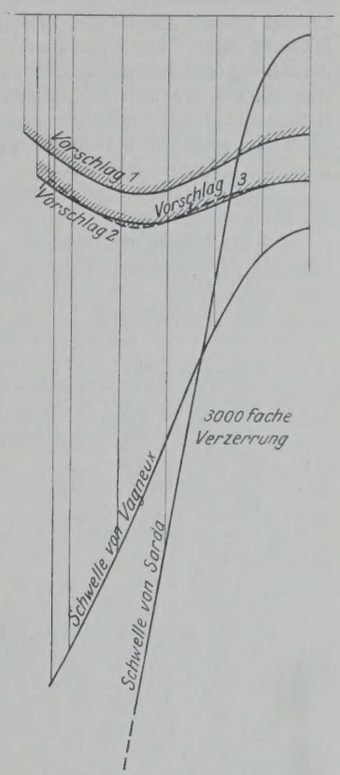


Abb. 5.

Die theoretische Gestalt dieser Schwellen ist in unendlich vielen Formen möglich. Kennzeichnend ist, daß, je kürzer die Schwelle ist, eine um so schärfere Gliederung des Grundrisses und um so stärkere Erhöhung in der Mitte des Aufrisses notwendig wird. An drei Vorschlägen für 2,30 m, 2,40 m und 2,20 m langen Schwellen soll dies gezeigt werden (Abb. 4).

Die zugehörigen Senkungsbilder für 1000 kg Raddruck und Bettung von $C = 3$ sind in Abb. 5 dargestellt. Der Vorschlag 1 zeigt eine im ganzen etwas geringere Senkung als die Vorschläge 2 und 3, weil die Schwellenlagerfläche bei diesem etwas größer ist. Bei allen drei Vorschlägen sind die Senkungen ungemein gleichmäßig, es zeigen sich Unterschiede von höchstens $^1/_{100}$ mm, was einem Druckunterschiede der stärkst und geringst belasteten Teile der Bettung von 0,003 kg/cm² entspricht.

Wenn die benutzten theoretischen Grundlagen richtig sind, dann sind die gezeigten Schwellenformen theoretisch richtig, während alle anderen. die diesen Bedingungen nicht entsprechen, als unrichtig anzusehen sind. Der Verfasser glaubt allerdings nicht an die strenge Richtigkeit dieser Zahlenwerte. Dazu sind die physikalischen Grundlagen viel zu ungenau, die obengenannten Hundertstelmillimeter sind relativ aufzufassen, dagegen ist der Gedanke wohl richtig, daß Schwellen, die nach der Zimmermannschen Theorie sehr gleichmäßige Drücke ergeben, diese Gleichmäßigkeit auch dauernd bewahren, und darum muß anfänglich mit dieser theoretischen Genauigkeit operiert werden.

Nicht alle Schwellen, die äußerlich den Vorschlägen 1 bis 3 nahekommen, sind „theoretisch richtige“ Formen. Das lehrt eine Untersuchung der Schwellen von Sarda und Vagneux, deren Ergebnisse in Abb. 5 gleichfalls vorgeführt sind.

Abgesehen davon, daß die letztgenannten Schwellen kleiner sind als die Vorschläge des Verfassers, besteht bei diesen Typen entsprechend ihren stark nach außen gebogenen elastischen Linien doch die Gefahr des Mittelrisses und des „Reitens“. Die „Vorschläge“ zeigen Formen, die nur durch gerade Linien und Ebenen begrenzt sind, natürlich können auch

krumme Flächen und Kurven an deren Stelle treten, wenn man dabei etwa die Schwelle des geringsten Materialaufwandes erstrebte. Für die Klarstellung der vorgebrachten Gedankengänge sind solche Verfeinerungen jedoch nicht nötig und darum hier fortgelassen. Ein weiterer Vorteil solcher Schwellenformen ist der, daß die Hauptmasse des Betons in der Nähe des Lastangriffes, also unter den Schienen, angeordnet ist und daß sie Raum für eine kräftige Schienenauflagerkonstruktion bieten. Vorteilhaft ist auch, daß diese Schwellen gegen Seitenverschiebungen des Gleises hohen Widerstand besitzen, besonders dann, wenn die Bettung bis Schwellenoberkante reicht.

Die Anwendung der Schwellen ist hauptsächlich bei gestampfter oder gewalzter Bettung gedacht, so daß ein besonderer Kantenschutz gegen die Stopfhacke nicht nötig ist.

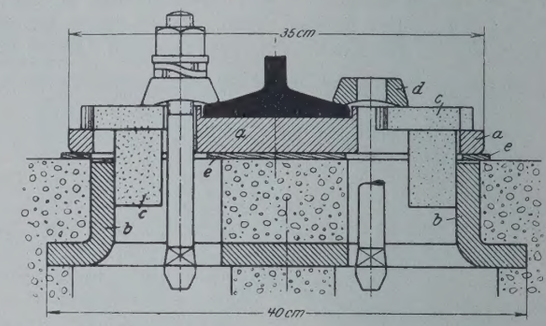
Die Bemessung und Untersuchung solcher Schwellen geschieht mit Hilfe eines graphischen Versuchsverfahrens, bei dem die Verschiedenheit der Trägheitsmomente der einzelnen Querschnitte ohne weiteres berücksichtigt werden kann. Das Zimmermannsche Verfahren eignet sich hierfür nicht mehr. Für angenäherte Untersuchungen genügt es im übrigen vollständig, die Bettungsdrücke auf die Schwelle als gleichmäßig verteilt anzunehmen, wodurch die Momentenermittlung mit den einfachsten Hilfsmitteln der Statik geschehen kann. In den meisten Fällen werden diese Momente sogar viel richtiger sein, als jene, die man mit Hilfe der „genauen" Theorie erhält (vergl. Abb. 3).

Von mindestens ebenso großer Bedeutung wie die Form ist die Art der Schienenbefestigung für die Dauerhaftigkeit der Schwelle.

An die Schienenbefestigungs- und Auflagerungskonstruktion wird man folgende Anforderungen stellen müssen:

1. Der Druck auf die Schwellenoberfläche muß in den zulässigen Grenzen bleiben.
2. Schlag- und Rüttelwirkungen müssen möglichst vermieden oder mit Sicherheit aufgenommen werden.
3. Der Druck auf den Beton darf nicht unmittelbar durch einen Eisen- oder Stahlkörper übertragen werden.
4. Befestigungsteile, die einem Verschleiß unterliegen, müssen auswechselbar sein.
5. Die Spurweite muß ähnlich wie bei Eisenschwellen regelbar sein.

Diesen Anforderungen kann auf die verschiedenste Weise konstruktiv entsprochen werden. Man erkennt aber, daß die Ausbildung solcher Konstruktionen nicht billig sein wird. In der Tat wird man an dem sog. Kleineisenzeug am allerwenigsten sparen dürfen. Der Beton ist stets ein etwas spröder Baustoff und verträgt Stoß- und Verschleißwirkungen schlecht. Von besonderer Wichtigkeit ist die unter Ziff. 1 genannte Begrenzung des Druckes der Schienen auf die Schwellen. Sie erfordert die Anwendung einer Unterlagsplatte, ähnlich jener des Holzoberbaues. Beim Holzschwellenoberbau hat man jedoch bis heute fast stets den Fehler gemacht, daß man den spezifischen Druck der Unterlagsplatte auf die Schwelle viel zu groß werden ließ. Man hat nicht bedacht, daß durch die Wellenbewegungen des Gestänges Kantendrücke von 50 kg/cm² und erheblich mehr (Abb. 6) bewirkt werden, wogegen Weichholz nur mit 20 kg/cm² senkrecht zur Faser belastet werden soll. Die Platte frißt sich deshalb nach einiger Zeit in die Schwelle ein und zerstört die Holzfaser. Ganz ähnlich wäre der Verlauf der Zerstörung bei Eisenbetonschwellen. Man muß daher dafür sorgen, daß der Druck der Schiene auf die Unterlagsplatte zentralisiert wird, was durch einen geeigneten Querschnitt der Unterlagsplatte erreicht wird. Den übrigen unter Ziff. 2 bis 5 genannten Bedingungen würde durch die nachstehende Ausbildung der Auflagerung gleichfalls entsprochen werden (Abb. 7 u. 8.) Es soll durch das Beispiel



a Unterlagsplatte. *b* Ankerplatte. *c* Spurplättchen. *d* Klemmplättchen. *e* Geteertes Pappelholz.

Abb. 7.

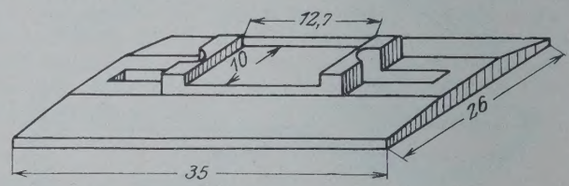


Abb. 8.

nicht die einzig richtige Konstruktion, sondern nur eine mögliche Bauweise gezeigt werden, die jedoch ebensogut oder vielleicht besser durch eine andere ersetzt wird. Jedenfalls soll aber zum Ausdruck gebracht werden, daß der empfindlichste Teil der Eisenbetonschwelle, die Schienenauflagerung, die hier empfindlicher als bei allen anderen Schwellenarten ist, eine entsprechende konstruktive Ausbildung erfahren muß und daher einen gewissen wirtschaftlichen Aufwand erfordert. Es ist wenig wahrscheinlich, daß man bei Eisenbetonschwellen mit einfacheren Mitteln durchkommt als bei Holz- und Eisenschwellen. Gerade das ist aber immer wieder versucht worden und mußte zu Mißerfolgen führen. Heute sollte man in erster Linie eine Schwelle bauen, die den Beanspruchungen standhält, wenn sie auch für sich genommen nicht billiger ist als eine Holzschwelle, damit wenigstens einmal die technische Möglichkeit erwiesen wird, erst dann können wirtschaftliche Verbesserungen erwogen werden.

Vielleicht sind die maßgeblichen Stellen der Reichsbahn geneigt, einmal einen Versuch mit Schwellen aus Eisenbeton zu machen, die nach vorstehenden Grundsätzen gebaut sind, damit man Erfahrungen gewinnt, ob auf diesem Wege das Ziel, eine volkswirtschaftlich günstigere Schwelle zu erlangen, erreicht wird.

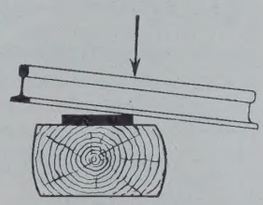


Abb. 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau.

Gutachten des am 11. Oktober 1922 eingesetzten technischen Ausschusses, vom 6. März 1923.[1])

Die außergewöhnliche Wasserklemme des Jahres 1921, die infolge der unzureichenden Unterhaltung des Oderflusses während des Krieges und zum Teil auch noch durch die Zustände der Nachkriegszeit die Fahrwassertiefe des Flusses auf der mittleren Oder unterhalb Breslau bis auf 0,5 m sinken ließ, hat die Schiffahrt in arge Bedrängnis gebracht. Monatelang sind die Fahrten in der Zeit von Mitte Juli bis Anfang November unterbrochen gewesen. Versuche, durch künstliche Wellen aus der kanalisierten oberen Oder die Schiffahrt talwärts in die unteren Strecken mit günstigeren Wassertiefen zu befördern und ihrem Bestimmungsorte zuzuführen, hatten nur beschränkten Erfolg. Dieser Mißstand wurde um so schwerer empfunden, als im Jahre 1922 die Schiffahrt wiederum wegen mangelnder Wasserzufuhr bereits am 5. Mai zum Stillstand kam. Trotz Ablassens einer künstlichen Welle aus der kanalisierten Strecke mußten am 20. Juni 979 Schiffe versommern. Eine zweite, am 15. Juli abgelassene Welle ließ noch 121 Kähne bis Ende August auf der Strecke liegen.

Ein derartiger Zustand des Stroms bedarf dringend der Abhilfe. Nur für Wasserstraßen, deren Benutzbarkeit sich für ausreichende Zeit mit einiger Sicherheit übersehen läßt, können Schiffer, Absender und Warenempfänger brauchbare Frachtberechnungen aufstellen. Nachforderungen, die die Reeder andernfalls zu stellen gezwungen sind, bringen den Wasserstraßenverkehr in Mißkredit und führen dahin, daß das Frachtgut der schnelleren und sichereren Eisenbahn anvertraut wird. Schiffer und Reedereien verlassen allmählich die Oder, um an anderen, leistungsfähigeren Strömen lohnenderen Erwerb zu suchen.

Bereits vor dem Kriege, als durch sorgfältige Pflege des Stromes die planmäßig erstrebte Tiefe von 1 m bei gemitteltem niedrigen Wasser mit Ausnahme örtlicher Untiefen auf der mittleren Oder unterhalb Breslau nahezu erreicht war, traten in Jahren außerordentlicher Wasserklemmen, wie 1904 und 1911, monatelange Unterbrechungen ein.

Auf Grund von drei je 10 km langen Probestrecken, die in den Bauämtern Steinau, Glogau und Crossen auf Grund des preußischen Wasserstraßengesetzes vom 1. April 1905 ausgebaut waren, war geplant, von Breslau bis Cüstrin durch Ausbau des Flusses für Niedrigwasser und durch

[1]) In Anbetracht der besonderen Wichtigkeit der Frage der Verbesserung der Oderwasserstraße für die Fachwissenschaft veröffentlichen wir im Einverständnis mit dem Reichsverkehrsministerium und den beteiligten Preußischen Ministerien nachstehend erstmalig das Gutachten, das der am 11. Oktober 1922 zur Prüfung jener Angelegenheit eingesetzte technische Ausschuß seinerzeit darüber erstattet hat. Die Schriftleitung.

Zuschußwasser aus Staubecken ebenso wie auf der kanalisierten Oderstrecke von Cosel bis unterhalb Breslau — bei Ransern — eine für die Schiffahrt nutzbare geringste Wassertiefe von 1,4 m in genügender Breite zu schaffen. 400-t-Schiffe würden dann mit mindestens $^3/_4$ Ladung mit Ausnahme außergewöhnlicher Wasserklemmen auch in trockenen Zeiten die Oder während der ganzen Schiffahrtperiode befahren können.

Das preußische Gesetz vom 30. Juni 1913 stellte in Verbindung mit dem preußischen Wasserstraßengesetze vom 1. April 1905 zur Verfügung:

a) für den Ausbau der mittleren Oder unterhalb Breslau 18 500 000 Mark
b) für die Anlage von Staubecken, und zwar zunächst eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau von 118 000 000 m³ Inhalt 18 200 000 + 3 300 000 = ... 21 500 000 „

zusammen 40 000 000 Mark.

Krieg und Unruhen verhinderten die Durchführung dieses Planes. Trotzdem wurden durch das preußische Gesetz vom 4. Dezember 1920 weitere 40 Mill. Mark bewilligt, um die Fahrwassertiefe auf 1,7 m zu bringen und zur Erreichung dieses Zieles den Inhalt des Staubeckens Ottmachau auf 262 Mill. m³ zu erhöhen.

Mit Rücksicht auf die Ernährungsschwierigkeiten, die der Friede für das Reich gebracht hatte, widersetzte sich das preußische Landwirtschaftsministerium dieser Vergrößerung des Staubeckens, das 3400 ha unter Wasser setzen würde, und diesem Standpunkte trat das preußische Staatsministerium bei.

Die inzwischen nicht behobenen Schwierigkeiten der Ernährung veranlaßten das preußische Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten, dem sich neuerdings das Reichsministerium für Ernährung und Landwirtschaft angeschlossen hatte, sich auch gegen das kleinere Becken, das immerhin noch 2100 ha Land in Anspruch nimmt, zu erklären.

In gemeinsamer Besprechung der an diesen Fragen beteiligten Ressorts, die am 11. Oktober 1922 im Reichsverkehrsministerium stattfand, wurde der unterzeichnete technische Ausschuß eingesetzt und beauftragt, die Frage zu prüfen, ob der Notlage der Oderschiffahrt nicht durch andere Mittel abgeholfen werden könne.

In seiner im Oberpräsidium in Breslau am 30. November 1922 abgehaltenen Sitzung hat der Ausschuß nach Besichtigung der ihm zum Ausbau am geeignetsten erscheinenden Staubecken von Ottmachau, Colonnowska und Borganie die sämtlichen für die Lösung der Frage in Betracht kommenden Wege erkundet und untersucht und ist zu nachstehendem Ergebnis gelangt.

Die Notwendigkeit, für möglichste Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse auf der Oder Sorge zu tragen, wurde einstimmig anerkannt.

a) Kanalisierung. Es liegt nahe, in derselben Weise wie bei der Schiffbarmachung der oberen Oder zu verfahren, also die Oder auf der 293 km langen Strecke von Ransern (km 261) mindestens bis nach Fürstenberg (km 554) zu kanalisieren. Damit wäre den Kohlentransporten aus den oberschlesischen Industriegebieten der ungehinderte Zutritt zu den Märkischen Wasserstraßen und somit nach Berlin gewährleistet. Ob die Kanalisierung von Ransern bis Fürstenberg auch für die nach Stettin gehende Schiffahrt ausreichen wird, muß bezweifelt werden, da im Jahre 1921 die Fahrwassertiefe unterhalb dieses Ortes bis auf 70 cm herabsank. Erfahrungsgemäß ist aber mit Absenkungen der Wasserstände unterhalb der untersten Staustufe kanalisierter Strecken zu rechnen. Erst eine Fortführung der Kanalisierung um weitere 61 km, bis zur Mündung der wasserreichen Warthe bei Cüstrin (km 615), würde daher wahrscheinlich auch der Durchführung des Verkehrs zwischen Oberschlesien und Stettin ausreichende Sicherheit geben.

Bei einem durchschnittlichen Gefälle des Flusses von 28 cm/km von Ransern bis zur Warthemündung und bei der niedrigen Höhenlage der ihn begleitenden, zum Teil in hoher Kultur stehenden Niederungen werden nur niedrige Staustufen in geringem Abstande von 8 bis 10 km gewählt werden dürfen, um Schädigungen der Landwirtschaft zu verhüten. Nach den an der oberen Oder gewonnenen Erfahrungen, wo ein Vierteljahrhundert nach der Kanalisierung die Stauschäden trotz großen Geldaufwandes noch nicht abgegolten sind, erscheint bei der Höhenlage des fruchtbaren Geländes und dem sandigen und von Breslau bis zur Bobermündung besonders durchlässigen Untergrunde die größte Vorsicht geboten. Zwar kann den schädlichen Wirkungen der Versumpfung durch Seitengräben und Schöpfwerke vorgebeugt werden. Diese verursachen jedoch vermutlich nicht unerhebliche Betriebskosten.

Die große Zahl von nahezu 40 Staustufen, die allein die Kanalisierung von Ransern bis Fürstenberg erfordern würde, wird nicht nur der Schiffahrt Zeitverluste von etwa einem Tage bei jeder Fahrt verursachen, sondern auch dem Abgange der Hochfluten und des Eises Hindernisse bereiten, die auf der fast ganz von Deichen eingefaßten Flußstrecke eine Gefahr für die fruchtbaren Niederungen bilden.

Schätzt man die Kosten der Kanalisierung zu 500 000 Mark/km nach Vorkriegspreisen, so würde ihre Durchführung etwa 146,5 Mill. G.-M. erfordern, also ein Vielfaches der Kosten, die auf Grund des Gesetzes vom 30. Juni 1913 für den Ausbau des Stromes und das Staubecken Ottmachau gefordert sind. Die jährlichen Unterhaltungs- und Betriebskosten der kanalisierten oberen Oder betrugen vor dem Kriege 8125 Mark/km, die des regulierten Flusses unterhalb Breslau 3430 Mark/km, das Mehr für die kanalisierte Strecke also ∼ 4700 Mark/km, so daß sich für den Betrieb und die Unterhaltung ein Mehrbedarf von jährlich 293 · 4700 ∼ 1 377 000 G.-M. gegenüber dem gegenwärtigen Zustande ergibt.

Die Denkschriften schätzen die jährlichen Mehrkosten auf Grund der Gesetze vom

	30. Juni 1913 Mark	4. Dezember 1920 Mark
für		
a) Unterhaltung des Ausbaues der Oderwasserstraße unterhalb Breslau	700 000	—
b) Betrieb und Unterhaltung des Staubeckens Ottmachau . . .	50 000	—
zusammen:	750 000	900 000

Die Mehrkosten für den Betrieb und die Unterhaltung allein betragen hiernach für die Kanalisierung 1 377 000 — 750 000 = 627 000 Mark. Die Fortführung der Kanalisierung bis Cüstrin würde die Baukosten um 61 · 500 000 = 30,5 Mill. Mark, die jährlichen Betriebs- und Unterhaltungskosten um 61 · 4700 ∼ 287 000 Mark steigern. Nach alledem herrscht Übereinstimmung darüber, daß der Plan einer Kanalisierung der Oder von Breslau bis nach Fürstenberg und gegebenenfalls bis zur Warthemündung gegenüber dem Staubecken Ottmachau nicht den Vorzug verdient, selbst wenn sie der Schiffahrt größere Vorteile bezüglich der Sicherheit und Leistungsfähigkeit bringen sollte.

b) Seitenkanal. Ein Seitenkanal in der Oderniederung ist nur unter wiederholter Kreuzung der Oder möglich, da bei Maltsch, Leubus, Steinau, Köben, Schlichtungsheim, Glogau, Beuthen, Carolath, Neusalz, Milzig, Tschicherzig, Crossen, Rampnitz, Fürstenberg die Höhen dicht an den Fluß herantreten und dazu nötigen, in der Nähe einiger dieser Orte (Maltsch, Steinau, Köben, Glogau, Tschicherzig) den Fluß zu kreuzen und ihn zweckmäßig sogar auf mehr oder minder kurzen Strecken zu benutzen. Wenn es auch auf diesem Wege vielleicht angängig wäre, die Zahl der Staustufen einzuschränken und bei dem dadurch zu erzielenden größeren Gefälle einige für Kraftzwecke auszunutzen, so wird dies bei dem flachen Gelände wahrscheinlich ebenfalls nur unter der Gefahr der Versumpfung der durchschnittenen Niederungen durchführbar sein. Die Schiffahrt erfährt durch einen Seitenkanal nur Schädigungen, einerseits durch die den Verkehr erschwerenden und verzögernden Schleusen, anderseits durch die geringen Wassermengen, die sie auf den in Anspruch genommenen Strecken des etwa nicht aufgestauten Flusses gerade bei Niedrigwasser vorfinden wird, zumal da ein Teil noch zur Speisung des Kanals entnommen werden muß. Eine teilweise Kanalisierung des Stromes an den Kreuzungsstellen würde gewisse Abhilfe bieten. Die vereinzelt in den Flußschlauch eingebauten Staustufen würden aber den Schiffsverkehr und auch den Abgang der Hochfluten und des Eises ungünstig beeinflussen. Da nach der Geländegestaltung fast sämtliche Nebenflüsse der Oder auf beiden Ufern gekreuzt werden müssen und bei dem gefährlichen Charakter der dem Gebirge entstammenden Hochfluten am linken Ufer kostspielige Bauwerke zu ihrer Überbrückung oder Unterdückerung verlangen und überdies zu Versumpfungen und damit zu Schädigungen der Volksernährung möglicherweise Anlaß geben werden, wird sich der Seitenkanal verhältnismäßig kostspielig gestalten. Dazu würden auch die die Niederungen gegen den Strom abschließenden hochwasserfreien Schleusen beitragen. Hierzu kommt, daß der Kanal im Durchschnitt einen mindestens 100 m breiten Geländestreifen in Anspruch nimmt, also 10 ha/km.

Die 293 km lange Flußstrecke wird sich durch den Seitenkanal um 58 km verkürzen lassen, so daß etwa 210 km Kanal herzustellen und 25 km Oder zu benutzen sind. Dadurch werden 10 · 210 = 2100 ha Land, also ebensoviel wie für das Staubecken Ottmachau in Anspruch genommen; hierzu treten noch die erheblichen Schäden, die sich aus einer Versumpfung der durchschnittenen Niederungen bei der durch die Kreuzung der Nebenflüsse verlangten Höhenlage des Wasserspiegels des Kanals möglicherweise ergeben. Die Baukosten würden bei 1 000 000 Mark/km nach Vorkriegspreisen für den Seitenkanal von Ransern bis Fürstenberg zu schätzen sein auf

210 · 1 000 000 = 210 000 000 Mark für den Kanal,
25 · 500 000 = 12 500 000 Mark für die kanalisierte Strecke,
zusammen 222 500 000 Mark.

Um den Verkehr nach Stettin nicht schlechter zu stellen als auf der oberhalb anschließenden Strecke, würde die Kanalisierung von Fürstenberg (km 554) bis Cüstrin (km 615) fortzuführen, zu betreiben und zu unterhalten sein.

Für das Reich aber erwächst die lästige Verpflichtung, außer den 293 km Oderstrom noch 210 km Kanal mit einem jährlichen Aufwande von 210 · 5000 = 1 050 000 Mark und 25 km kanalisierte Stromstrecke mit einem jährlichen Mehraufwande von 25 · 4700 = 117 500 Mark zu unterhalten, wodurch jährlich ungefähr 1 168 000 Mark insgesamt an Betriebs- und Unterhaltungskosten zu verausgaben sind.

Auf Grund vorstehender Erwägungen gelangte der Ausschuß auch hier zu der Überzeugung, daß ein Seitenkanal für die Verbesserung der Schiffahrt ebensowenig in Frage kommen kann, wie die vorher erörterte Kanalisierung.

c) Umgehungskanal. Mit Rücksicht auf die Nachteile, die der Schiffahrt bei einem Seitenkanal aus der Mitbenutzung der Oder erwachsen, erschien es angezeigt, auch ein Verlassen des Flußtales ins Auge zu fassen, und zwar unter Anlehnung an die Entwürfe von Kanälen, die für die Verbindung zwisch n Elbe und Oder geplant sind. Hieraus ergibt sich ein Kanal von Ransern etwa über Maltsch, Liegnitz, Armadebrunn und Guben nach Fürstenberg von etwa 250 km Gesamtlänge. Er kreuzt nur die hochwassergefährlichen Nebenflüsse der Oder am linken Ufer von d r Weistritz bis zur Lausitzer Neiße mit kostspieligen Bauwerken. Auch er erfordert im Durchschnitt einen 100 m breiten Geländestreifen, so daß insgesamt 250 · 10 = 2500 ha in Anspruch genommen werden. Daß er bei seiner wahrscheinlich verhältnismäßig hohen, durch die Kreuzung der Nebenflüsse bedingten Lage gegenüber dem anstoßenden Talgrunde diesen stellenweise durch Versumpfung schädigen kann, unterliegt keinem Zweifel.

Die Baukosten würden bei einem Einheitssatze von 1000000 Mark/km 250 000 000 Mark betragen. Die jährlichen Kosten der Unterhaltung und des Betriebes werden zu 5000 Mark/km, d. s. 1 250 000 Mark, zu schätzen sein. Daneben bleibt die Unterhaltung des Oderflusses auf 293 km Länge im Interesse der Vorflut bestehen, wenn auch mit verminderten Kosten. Auch scheint es nicht zulässig, die Interessen der am Strome gelegenen Ortschaften zu schädigen, die durch Hafen- und Uferanlagen ihr gewerbliches Leben auf die Stromschiffahrt gegründet haben, wie Maltsch, Glogau, Neusalz, Tschicherzig, Crossen und Fürstenberg.

Die Fortsetzung des Kanales über Brieskow oder statt dessen die Kanalisierung Fürstenberg—Cüstrin würde auch hier nicht zu umgehen sein.

Selbst wenn sich bei Ausführung genauerer Vorarbeiten die vorstehende Annahme nicht in jeder Hinsicht bestätigen sollte, würden die erforderlichen außerordentlich hohen Baukosten und kapitalisierten Betriebs- und Unterhaltungskosten von 275 Mill. G.-M. es für absehbare Zeit unmöglich machen, der Schiffahrt die notwendige Hilfe zu bringen.

Eine vergleichende Kostenzusammenstellung über die Kanalisierung, die Kanäle, sowie den Ausbau des Stromes für Niedrigwasser und des Staubeckens bringt die nachstehende Tabelle.

d) Regulierung der Oder durch Zuschußwasser aus Staubecken. Unter den jetzigen Verhältnissen kommt daher als einziges Mittel zur Verbesserung der Oderschiffahrtstraße nur der durch die preußischen Gesetze vom 30. Juni 1913 und 4. Dezember 1920 angestrebte Ausbau des Flusses für Niedrigwasser unter Abgabe von Zuschußwasser aus Talsperren in Betracht. Die Aufspeicherung von Wassermengen wird erforderlich, um bei der unregelmäßigen, zwischen plötzlichen Hochfluten und fast völligem Versiegen des Zuflusses schwankenden Wasserführung eine tunlichst gleichmäßige Speisung des Stromes zu bewirken.

Nachdem im Jahre 1922 durch den Abschluß der Kanalisierungsarbeiten von Cosel bis Breslau-Ransern der Schiffahrt eine Wassertiefe von 1,5 m auf dieser Strecke bei kleinem Wasser gewährleistet ist, wird ihr die Möglichkeit eröffnet werden müssen, auf der unterhalb anschließenden Strecke ohne Ableichtern die Fahrt fortzusetzen.

Die ursprünglich beabsichtigte weitergehende Verbesserung der Oderschiffahrtstraße auf 1,7 m Fahrwassertiefe durch Vergrößerung des Staubeckens bei Ottmachau auf 262 Mill. m³ unter Inanspruchnahme von 3400 ha Grundfläche würde eine so große und dauernde Anhebung der Wasserstände der Oder und des Grundwassers herbeiführen, daß dadurch eine Versumpfung der anstoßenden Niederungen hervorgerufen werden würde. Man wird sich daher darauf beschränken müssen, für die Oder von Cosel ab eine einheitliche, 1,4 m betragende Wassertiefe zu schaffen. Da mit den vorhandenen stark wechselnden Wassermengen, die unterhalb Ransern bei Dyhernfurth bis auf 22 m³/Sek. herabgehen, beim Ausbau der Querschnitte und bei Abflachung zu scharfer Krümmungen nur eine talwärts wachsende Wassertiefe von 1,10 m auf der Strecke bis zur Katzbachmündung (km 316) geschaffen werden kann, muß durch Zuschußwasser aus Staubecken die Abflußmenge des Stromes erhöht werden. Es kann dann während der Schiffahrtzeit, abgesehen von Jahren außergewöhnlicher Trockenheit, eine mindeste Wassertiefe von 1,4 m gehalten werden, so daß 400-t-Schiffe jederzeit mit $^3/_4$ Ladung verkehren können.

Bereits vor drei Jahrzehnten haben die Bestrebungen der Oderstrombauverwaltung eingesetzt, durch Anlage von Staubecken die kleinsten Abflußmengen der Oder zu vermehren und den Abflußvorgang im ganzen Stromsystem durch Dämpfung der Hochfluten gleichmäßiger zu gestalten. Das damals bereits erkannte Bedürfnis hat sich gesteigert, da sich mit der fortschreitenden Kanalisierung der oberen Oder die Wasserklemmen auf der mittleren Oder unterhalb Breslau vermehrt und da sich überdies die Ansprüche an die Wasserentnahme für gewerbliche Zwecke gesteigert haben und weiter wachsen werden.

Auf Grund des Hochwasserschutzgesetzes vom 3. Juni 1900 hatte die schlesische Provinzialverwaltung an den hochwassergefährlichen Nebenflüssen der Oder eine Reihe von Staubecken für die Zurückhaltung von Hochfluten und zum Teil auch zur Gewinnung elektrischer Kraft errichtet, und zwar

8	am Bober	mit	87,75	Mill. m³	bei	5938 km²	Einzuggebiet
2	an der Katzbach	„	8,40	„ „	„	1786 „	„
1	an der Weistritz	„	2,76	„ „	„	2252 „	„
2	an der Glatzer Neiße	„	2,23	„ „	„	4534 „	„
1	an der Hotzenplotz	„	2,57	„ „	„	1020 „	„

Das größte von ihnen bei Mauer faßt nur 50 Mill. m³. Der Umstand, daß die Glatzer Neiße, die wenn auch weniger gefahrdrohend als der Bober ist und ihm an Niederschlagsgebiet ziemlich nahekommt, nur mit zwei Staubecken von dürftigem Inhalt vertreten ist, läßt die Schwierigkeiten erkennen, die die Gewinnung von Stauraum bei ihr bot. Die vorhandenen Staubecken lassen sich bei der an der größeren vorgesehenen Gewinnung elektrischer Kraft für die Speisung des Stromes bei kleinem Wasser nicht weiter als dies schon geschehen ist nutzbar machen. Sie haben bereits auf der mittlern Oder — vor allem unterhalb Crossen — zu einer Steigerung der Wassermenge bei kleinem Wasser beigetragen.

Die anfängliche Hoffnung, in den höheren Lagen des Gebirges geeignete, hinreichend große Stauräume zu finden, war trügerisch, da die tiefen und engen, mit starkem Gefälle ansteigenden Täler bis zum Kamm hinauf dicht bebaut sind. Erst das Hügelland bietet geeignetes Gelände. Aber von den mehr als 150 vorgeschlagenen Stellen auf deutschem Boden waren für die Ausführung nur wenige geeignet. Ausreichender Stauraum war nicht zu schaffen, ohne ganze Ortschaften unter Wasser zu setzen.

Nur Ottmachau an der Glatzer Neiße, Colonnowska an der Malapane und Borganie an der Weistritz kommen in Frage. Die kennzeichnenden Angaben über diese Anlagen zeigt nebenstehende Aufstellung (S. 9).

Bei einer nahezu gleichen Stauhöhe von 11 bis 12 m über der Talsohle sind durchweg Erddämme geplant. Von ihnen bietet das Becken bei Borganie den Vorteil, daß das Wasser durch die Weistritz auf kürzestem Wege, nämlich von 35 km Länge, der Oder 10 km unterhalb Ransern zugeleitet wird und durch Überleitung der Weistritz in die Lohe voraussichtlich noch näher herangeführt werden könnte. Damit würde etwaigem Wassermangel in der Oder auf schnellstem Wege und in sparsamster Weise im Bedarfsfalle abgeholfen werden können. Demgegenüber haben Ottmachau und Colonnowska den Nachteil, daß die aus ihnen abgelassenen Wassermengen

Vergleichende Kostenzusammenstellung in Goldmark.

	Kanalisierung Ransern—Fürstenberg Mark	Seitenkanal Ransern—Fürstenberg Mark	Umgehungskanal Ransern—Fürstenberg Mark	Kanalisierung Fürstenberg—Cüstrin Mark	Niedrigwasserregelung mit Zuschußwasser von Breslau-Ransern bis Cüstrin auf 1,4 m Wassertiefe Mark
	1	2	3	4	5
Baukosten	146 500 000	222 500 000	250 000 000	30 500 000	40 000 000 *
Betriebs- und Unterhaltungskosten mit 5 % kapitalisiert	27 540 000	23 360 000	25 000 000	5 740 000	15 000 000
Gesamtkosten	174 040 000	245 860 000	275 000 000	36 240 000	55 000 000
Unterschied von der Spalte 1 bis 3 gegen Spalte 5	119 040 000	190 860 000	220 000 000	—	—

* Nach den vorliegenden Sonderentwürfen betragen die Kosten
a) des Staubeckens Ottmachau . . . . . 33 900 000 G.-M.
wovon auf das Kraftwerk entfallen 900 000 G.-M.
b) des Ausbaues der Oder unterhalb Breslau . . . . . 24 500 000 „
58 400 000 G.-M.

Staubecken.

		Ottmachau	Colonnowska	Borganie
Einzugsgebiet	m^2	2 348	1 045	715
Mittlere jährl. Zuflußmenge	m^3	732 716 880	216 680 750	164 021 000
Stauinhalt des Beckens	m^3	118 000 000	88 500 000	46 000 000
Stauhöhe über Talsohle	m	12	11	11
Beanspruchte Grundfläche	ha	2 100	2 214	800
Staubeckeninhalt / Abflußmenge		0,184	0,408	0,280
Gesamtkosten	M.	21 500 000	11 800 000	7 800 000
Kosten	Pf./m^3	18	13,3	17

erst nach erheblich längerem Laufe durch die mit Mühlen besetzten Nebenflüsse — bei Ottmachau 70 km in der Glatzer Neiße und bei Colonnowska 40 km in der Malapane — in die kanalisierte Oder eintreten. In dieser durchfließen sie von der Mündung der Glatzer Neiße 80 km mit 10 Staustufen, von der Mündung der Malapane 103 km mit 14 Staustufen, außerdem Breslau auf mehreren Wegen. Dadurch wird die Wirkung nicht unerheblich beeinträchtigt, wenngleich bei ständigem Zufluß die damit verbundenen Nachteile des Zerstiebens der Welle nicht so scharf in die Erscheinung treten werden als bei den bisher abgelassenen kurzen, künstlichen Wellen. Anderseits eröffnet das Durchfließen der kanalisierten Oderstrecke die Möglichkeit, ihr bei Anlage des Staubeckens Ottmachau an der hochwassergefährlichen Neiße, deren Hochfluten bisweilen plötzlich und unerwartet auch zur Zeit der Heuernte und des Fruchtbestandes auftreten, gewisse Vorteile zuzuwenden. Der Betrieb an den einzelnen Staustufen läßt sich einfacher gestalten. Die starken, heute bis zu 50 cm betragenden täglichen Wasserschwankungen werden sich vermeiden und für Schiffahrt und Landwirtschaft gleichmäßigere Wasserstände schaffen lassen; die Wassermengen werden erheblich gesteigert und können unter Umständen zur Bewässerung in dürren Zeiten verwendbar gemacht werden, obwohl der Durchführung des Planes nicht unerhebliche Schwierigkeiten entgegenstehen dürften. Die Leistungen der in der Glatzer Neiße und in der Oder vorhandenen Kraftwerke in Koppen, Brieg, Ohlau, Janowitz und Breslau werden mehr als verdoppelt.

Im übrigen zeigt sich das Staubecken Ottmachau den beiden anderen überlegen in der Größe des Einzugsgebietes, der mittleren jährlichen Abflußmenge und des Stauraumes. Es erfordert demnach zwar die höchsten Kosten, wird aber auch, da seine jährliche Abflußmenge das 4,6fache von Borganie und das 3,5fache von Colonnowska beträgt, der Schiffahrt weit mehr Nutzen gewähren, ganz abgesehen von der größeren Kraftnutzung gegenüber Colonnowska. Ottmachau würde eine Wassertiefe von 1,4 m gewähren mit Ausnahme von Jahren außergewöhnlicher Wasserklemmen, wie sie 1904, 1911, 1917 und 1921 eingetreten sind. Borganie und Colonnowska würden noch in vielen anderen Jahren versagen und ziemlich wirkungslos sein.

Trotz des umfangreicheren Stauraumes ist die Inanspruchnahme von Grundflächen mit 2100 ha geringer als bei Colonnowska mit 2214 ha, aber erheblich höher als bei Borganie mit 800 ha. Bei dem fast nur aus wertvollem Walde mit eingelegten Wildweideplätzen bestehenden Gelände bei Colonnowska wird sich unter dem Einflusse der außergewöhnlich hoch gestiegenen Holzpreise der Grunderwerb, der schon vor dem Kriege von dem zur Abtretung nicht geneigten Eigentümer Grafen Thiele-Winckler hohe Forderungen erwarten ließ, sehr kostspielig gestalten.

Für die eigentliche Volksernährung ist das Becken Colonnowska von geringer Bedeutung. Seiner Ausführung würden sich streckenweise nicht unerhebliche Schwierigkeiten in den Weg stellen, da sich trotz sonst geeigneten wasserdichten Keuperuntergrundes auf der Dammstrecke nördlich der Eisenbahn bis zur schwer erreichbaren Tiefe von 28 m mit jüngeren Bildungen (Talsanden, in den unteren Schichten kiesigem und grobem Gerölle) verfüllte Auswaschungen vorfinden, die die Möglichkeit einer schädlichen Einwirkung nicht ausschließen.

Das Becken in Borganie, das fünf Dominien umfaßt, nimmt zwar nur 40 % der für Ottmachau benötigten Grundfläche in Anspruch. Der Boden übertrifft den von Ottmachau aber an Güte und Fruchtbarkeit nicht unerheblich. Neben der dadurch eintretenden erheblichen Schädigung der Volksernährung wird aber noch eine solche der wertvollen Ziegelindustrie bei Ingramsdorf nur durch besondere Schutzmaßnahmen vermieden werden können.

Eine so wirksame Auffüllung des Oderwassers wie Ottmachau kann Borganie zudem mit seinen 46000000 m^3 Inhalt nicht herbeiführen, selbst wenn es an der Weistritz noch durch die Becken bei Rothkirchdorf mit 10 600 000 m^3 Stauraum bei 310 ha Grundfläche und bei Gohlitsch mit 5 400 000 m^3 Stauraum bei 350 ha Grundfläche unterstützt würde. Das Ziel würde selbst dann nicht erreicht werden, wenn noch das bestehende Hochwasserschutzbecken bei Breitenhain mit 8 400 000 m^3 herangezogen würde, das die Provinz Schlesien zur Kraftgewinnung nutzt; denn diese vier Becken würden mit zusammen 70,4 Mill. m^3 Stauraum bei der wesentlich geringeren Regenhöhe im Weistritztale in Zeiten der Wasserklemme aller Voraussicht nach zu geringen Zuschuß bieten.

Es ist auch erwogen worden, einige kleinere Becken in den höheren Lagen des Gebirges zur Aufspeicherung von Speisewasser für die Oder heranzuziehen. Von 23 vorgeschlagenen Becken haben 9 wegen der ungünstigen geologischen Verhältnisse ausgeschieden werden müssen. Bei den übrigen 14 besteht die Möglichkeit, sie als Hochwasser-Rückhaltebecken auszubauen. Zur Aufhöhung der Wasserstände der Oder würden sie nur sehr beschränkt dienen können. Vornehmlich müßten sie zur Kraftgewinnung verwendet werden, die auch nur für verhältnismäßig kurze Zeiträume möglich wäre.

Deswegen erscheint dieser Plan trotz der großen Stauhöhe von 25 bis 60 m bei den meisten auch nicht wirtschaftlich vorteilhaft, so daß nur etwa fünf Becken in Frage kommen würden.

Die wichtigsten Angaben über jene Becken sind nachstehend zusammengestellt:

Beckenzahl	Niederschlagsgebiet km^2	Zuflußmenge Mill. m^3	Stauraum Mill. m^3
9 ausfallende	116,4	86,2	35,0
15 beschränkt geeignete	174,2	131,8	52,8
davon 5 ausbauwürdige	66	52,8	21,1
zusammen:	290,6	218,0	87,8

Diese Becken würden selbst insgesamt zu klein sein, um aus der bedeutenden Entfernung, in der sie vom Hauptstrom gelegen sind, eine einheitliche Wirkung auf ihn ausüben zu können, selbst bei sorgfältig geregeltem Ineinandergreifen des Abflusses. Noch viel weniger wird dies bei den für die Bauausführung geeigneten fünf Becken zu erwarten sein.

Nachstehende Übersicht zeigt den Vergleich der Becken miteinander und die Überlegenheit von Ottmachau.

	Zuflußmenge %	Staubeckeninhalt %
Ottmachau	100	100
Colonnowska	30	75
Borganie	22	39
15 Becken im Glatzer Gebirge	18	45
davon 5 brauchbare Becken	9	18

Nach den inzwischen umgearbeiteten Plänen des Staubeckens Ottmachau wird es möglich sein, den Inhalt auf 135 Mill. m^3 zu erhöhen. Der neue Sonderentwurf hat eine Erhöhung der Kosten für den Staudamm auf 34 Mill. G.-M. ergeben.

Es wurde schließlich darin Übereinstimmung erzielt, daß von allen in Schlesien zur Verfügung stehenden Becken das von Ottmachau in technischer und wirtschaftlicher Beziehung als das geeignetste zur Speisung der Oder anzusehen ist. Die ihm anhaftenden Nachteile, vor allem die Überstauung fruchtbarer Äcker und Wiesen sowie menschlicher Siedlungen treten bei allen Becken Schlesiens in mehr oder minder großem Umfang auf. Es erfüllt zwar die Ansprüche der Schiffahrt an eine jederzeit mit voller Ladung befahrbare Wasserstraße nicht in vollstem Maße, steigert aber in Verbindung mit der Niedrigwasserregulierung die Fahrwassertiefe gegenüber dem bisherigen Zustand erheblich und schafft eine fast ständig zulässige Ausnutzung der 400-t-Schiffe mit $^3/_4$ ihrer Tragfähigkeit.

Auf Grund der vorstehenden Erwägungen ist der unterzeichnete Ausschuß zu folgender Stellungnahme gelangt:

Eine Verbesserung der Oderwasserstraße durch Kanalisierung oder einen Seitenkanal empfiehlt sich nicht. Ein Umgehungskanal erscheint zurzeit aus finanziellen Gründen nicht ausführbar, auch neben den vorhandenen Wasserstraßen nach Auffassung des Reichsverkehrsministeriums nicht vertretbar.

Es bleibt daher nur übrig, wenn der Schiffahrt bald eine Verbesserung der Oderwasserstraße in gewissem Umfange geschaffen werden soll, eine Niedrigwasserregulierung der Oder in Verbindung mit Aufspeicherung von Zuschußwasser in Staubecken in Aussicht zu nehmen. Für diesen Zweck ist das Staubecken Ottmachau von allen untersuchten Möglichkeiten das geeignetste.

Alle Rechte vorbehalten.

Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken.

Vortrag, gehalten am 8. Oktober 1925 bei der Tagung anläßlich des 25jährigen Bestehens des Reichsverbandes des deutschen Tiefbaugewerbes

von Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. **Randzio,** Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Bei Wiederherstellungsarbeiten hat man zu unterscheiden zwischen verunglückten Baustellen und beschädigten Bauwerken.

Als Beispiel für verunglückte Baustellen könnte der Wassereinbruch gelten, der am 27. März 1912 den Spittelmarkt-Tunnelbau der Berliner Untergrundbahn verunglücken ließ und ihn zeitweise zum Stillstand brachte.[1])

Bei diesem Wassereinbruch in den Tunnel erinnert man sich unwillkürlich sofort an die zahlreichen Wassereinbrüche in den „Tunnel unter der Themse“ im vorigen Jahrhundert, nämlich den Tunnel, nach dem die gegenwärtige Bauweise erst ihren Namen erhalten hat, bei dem u. a. der Schildvortrieb zum ersten Male in Anwendung kam und wo Brunnel bei diesem in rd. 50 Jahren entstandenen Bau (1799 bis 1808 und 1825 bis 1848) mit zäher Energie, unbeirrt durch die vielen Fehlschläge, bewies, daß ein röhrenförmiges unterirdisches Bauwerk in jeder Bodenart, auch unter Wasser hergestellt werden kann.

Man erinnert sich dabei ferner an das Lötschberg-Tunnel-Unglück in der Schweiz, bei dem unter dem Kanderfluß ein Schlammeinbruch stattfand, der 25 Menschenleben kostete und es nötig machte, daß mehrere Kilometer fertigen Tunnels aufgegeben werden mußten und die Linie selbst verlegt werden mußte.

Aus neuerer Zeit sei der Bau des Ybbs-Kraftwerkes in Österreich genannt. Dort sollte ursprünglich die Kreuzung des Wasserzulaufes von der Wasserfassung zum Wasserschloß bei St. Georgen durch Unterführung des Ybbsflusses und der Straße mit einem Eisenbetonrohr bewirkt werden, und die Arbeiten für die Unterdückerung des Flusses waren auch bereits in Angriff genommen, als am 10. Oktober 1920 ein plötzlich auftretendes Hochwasser den für die Herstellung der Baugrube auf halbe Flußbreite erbauten Fangedamm wegriß. Die Kreuzung wurde darauf als Bogenbrücke mit aufgelegtem Eisenrohr ausgeführt. Über die Wiederherstellung dieser verunglückten Baustellen ist auch in der Literatur genügend berichtet;[2]) es erübrigt sich daher, an dieser Stelle darauf noch einzugehen.

Bei beschädigten Tiefbauwerken wären zunächst solche zu nennen, die allmählich beschädigt oder zerstört wurden, trotzdem aber noch ganz oder teilweise ihren Zweck erfüllten.

Zu dieser Art von Schäden sind z. B. auch zu zählen die Rutschungen von Eisenbahndämmen und Einschnitten.

Es sei erinn rt an die Rutschungen, über die von Goetzcke neuerdings berichtet worden ist[3]) und in der nächsten Umgebung Berlins an Rutschungen neu hergestellter Eisenbahneinschnitte bei Hohen-Neuendorf, die bedingt sind durch die dort herrschenden eigentümlichen Wasser- und geologischen Verhältnisse.

Ein anderes Beispiel für Schädigungen dieser Art bieten auch die Zerstörungen an den Berliner Stadtbahnbogen, die zurzeit wiederhergestellt werden und über deren Wiederherstellung und Verstärkung unlängst von Baurat Grapow eingehend berichtet wurde.[4])

Es wäre dann noch die Art von Zerstörungen an Tiefbauwerken zu erwähnen, die in kurzer Zeit zur Unbrauchbarkeit des Bauwerkes führen.

Man denkt da wieder unwillkürlich an die Katastrophe im Gleno-Tal in Oberitalien, wo die Talsperre der Stauanlage des dortigen Wasserkraftwerkes plötzlich zu Bruch ging. Dieses Bauwerk ist noch nicht wiederhergestellt. Die Meinungen über Ursache und Wirkung sind je nach Partei verschieden.[5])

Abb. 1.

Ein bemerkenswerter Fall ist auch der Bau der Pfeiler für die Sternbrücke in Magdeburg, bei dem ganz unvermutete Ereignisse eintraten, nämlich die Zerstörung der aus Beton hergestellten Pfeiler infolge von artesischen schwefelhaltigen Quellen im Baugrunde in der Elbe. Die Pfeiler, in den Kriegsjahren erbaut, gingen bekanntlich bald nach Fertigstellung zu Bruch infolge des Einflusses dieser artesischen schwefelhaltigen Quellen und mußten neu aufgebaut werden. Auch darüber ist im Schrifttum berichtet worden.[6])

Die Zerstörung von Bauwerken durch Einflüsse auf Beton im allgemeinen bildet ja ein Kapitel für sich und ist Grund gewesen für die verdienstvolle Abfassung des Buches von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Einflüsse auf Beton, das kürzlich in vollständig neubearbeiteter Auflage bei Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen ist.

Die hier genannten Fälle stellen natürlich nur ein paar Beispiele von bemerkenswerten Zerstörungen an Tiefbauwerken dar, ganz abgesehen von Zerstörungen an Bauwerken, die twa durch Erdbeben verursacht sind, wie seinerzeit in Messina, neuerdings in Tokio oder in Santa Barbara in Nordamerika.

Zerstörungen an Bauwerken stellen aber häufig bei Wiederherstellung den Bauingenieur vor neue Aufgaben, die für die Fachwelt bemerkenswert sind.

Abb. 2. Hauptkanal und Zweigleitungen des Aquedotto Pugliese.

[1]) Krause, Die städtische Nord-Süd-Bahn in Berlin, Zentralbl. d. Bauverw. 1923, Nr. 27/28.

[2]) Vgl. Randzio, Neue Stollenbauten, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 26 und die Literatur daselbst.

[3]) Goetzcke, Neue Erfahrungen bei Erdarbeiten, Zentralbl. d. Bauverw. 1924, S. 117 u. 125 und 1925, Nr. 36/37. Inzwischen auch Keim, Der Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels der Schwarzwaldbahn, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 20.

[4]) Grapow, Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 40.

[5]) Hilgard, Zwei Expertenberichte über die Ursachen des Einsturzes der Gleno-Staumauer in Oberitalien, Schweiz. Bauztg. 1925, Bd. 85, Nr. 22, S. 278. — Ludin, Der Bruch der Gleno-Talsperre nach dem amtlichen und anderen Gutachten, Zeitschr. f. Bauwesen 1925, Nr. 7/9.

[6]) Henneking, Zentralbl. d. Bauverw. 1922, Nr. 24 u. 25, Nr. 103. Aussprache Henneking/Bornhardt-Berlin. Grundwasserzerstörungen bei der Sternbrücke in Magdeburg, „Zement“ 1922, Heft 33 bis 36.

Abb. 3. Caposele, vom Dienstgebäude des Aquedotto Pugliese aus gesehen.

Mein heutiger Vortrag soll zwei Fälle aus meinen jüngsten Baustellenerfahrungen erläutern, die, wie ich glaube, von allgemeinem Interesse sind und, wie ich hoffe, auch dem Fachmann Wissenswertes bieten werden.

Der eine Fall zählt unter die Art von Beschädigungen, bei denen diese allmählich eintritt und das Bauwerk oder die Bauten trotzdem wenigstens teilweise betriebsfähig bleiben; der zweite Fall behandelt eine verunglückte Baustelle, bei der plötzlich durch einen Wassereinbruch die Bauarbeiten verhindert wurden und ein bestehendes Bauwerk beschädigt und gefährdet wurde.

I. Stollenbauten des Aquedotto Pugliese.

Die apulische Wasserleitung in Süditalien ist als ein Kulturwerk ersten Ranges anzusprechen und merkwürdigerweise nur wenig bekannt, da über dieses Bauwerk und namentlich auch über die dort aufgetretenen Schäden bis jetzt wenig oder gar nichts berichtet worden ist.[7])

Der Aquedotto Pugliese ist, wie der Vergleich in Abb. 1 zeigt, die längste Wasserleitung der Erde. Die Catskill-Wasserleitung von New York hat eine Länge von 144 km mit einer Wassermenge von 26,8 m³/Sek. Die Wasserleitung von Los Angeles in Kalifornien hat eine Länge von 378 km mit einer Wassermenge von 11 m³/Sek., die Wasserleitung von Cool Gordie in Australien eine Länge von 564 km mit einer Wassermenge von 0,3 m³/Sek., der Aquedotto Pugliese hat eine Länge von 1600 km mit einer Wassermenge von 5,5 m³/Sek., wohl zu verstehen, 1600 km

[7]) Der Entwurf für den Aquedotto Pugliese ist besprochen im Zentralbl. d. Bauverw. 1903, Nr. 73, Die apulische Wasserleitung. Vgl. auch Génie civil 1920.

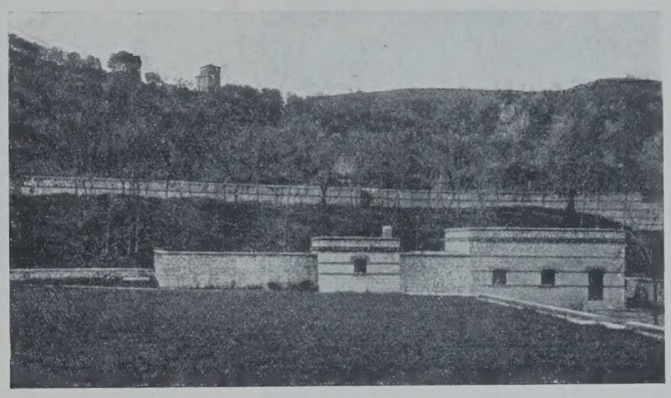


Abb. 4.

ohne die örtlichen Verteilungsnetze, nur als Zuleitung bis zu den Wasserbehältern.

Abb. 2 zeigt die Gesamtlänge des Aquedotto Pugliese, der ganz Apulien mit Wasser versorgt. Noch die letzte Ausgabe des Baedeker-Reiseführers von 1912 sagt von Bari:[8]) „Das Trinkwasser ist knapp und wird in trockenen Zeiten zu Schiff nach Bari gebracht." Dieser Zustand herrschte tatsächlich noch bis zu dem genannten Jahre, bis dann die apulische Wasserleitung wenigstens so weit vollendet war, daß sie in Betrieb gesetzt werden konnte.

Heute bekommt man in Foggia, Bari, Brindisi usw. genügend und gutes Trinkwasser, nämlich das aus dem Aquedotto Pugliese. Diese 1600 km Gesamtleitung sind allerdings noch nicht vollständig ausgeführt, d. h. es fehlen noch einige Abschlußstücke, namentlich in dem „Absatze" des italienischen „Stiefels", in der Gegend von Gallipoli, Otranto usw. Immerhin werden heute schon 256 Gemeinden in den Provinzen Avellino, Melfi, Foggia, Bari, Lecce, Taranto, Potenza mit Wasser versorgt. 5,5 m³ sekundliche Wassermenge erscheinen gering im Vergleich zur Größe des Landes, sind jedoch genügend, wenn man sich vergegenwärtigt, daß die Einwohnerzahl dort nur etwa 2,5 Millionen beträgt.

Von diesen 1600 km Zuleitung sind 244 km Hauptkanal, bestehend aus gemauerten Kunstbauten, d. h. gemauertem überdecktem Kanal, Brücken und Tunneln, der übrige Teil ist Rohrleitung.

Der Ursprung dieser bemerkenswerten Leitung liegt bei Caposele, einer kleinen Stadt südöstlich von Neapel ohne Bahnstation; die nächste Bahnstation liegt 30 km ab.

Abb. 3 gibt einen Eindruck von dem Charakter dieses typisch süditalienischen Ortes. Im Vordergrunde rechts zeigt es einen Teil der Quellfassung des Seleflusses, der dort entspringt und dessen Wasser nunmehr durch die Leitung des Aquedotto Pugliese nutzbar gemacht wird.

[8]) Baedeker, Unteritalien, 15. Aufl., S. 238.

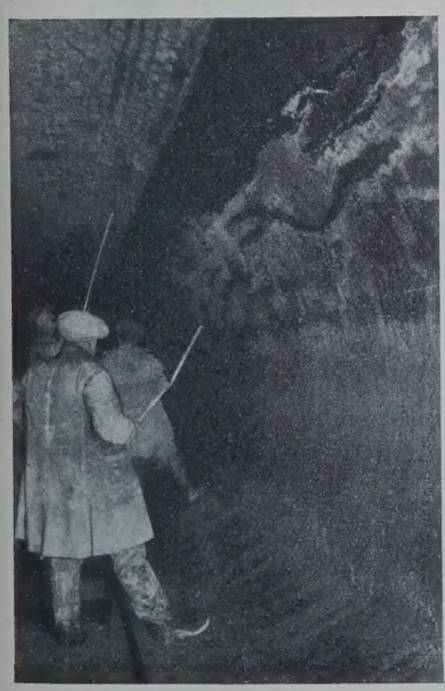


Abb. 13.

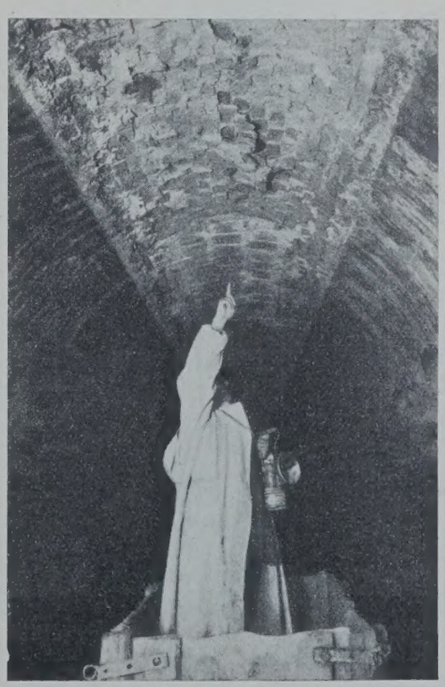


Abb. 14.

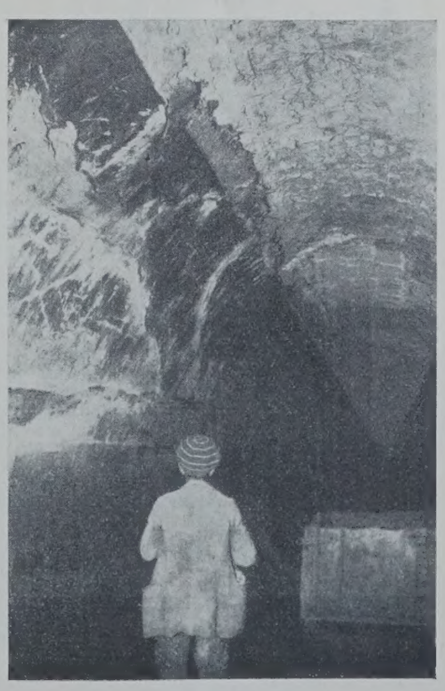


Abb. 15.

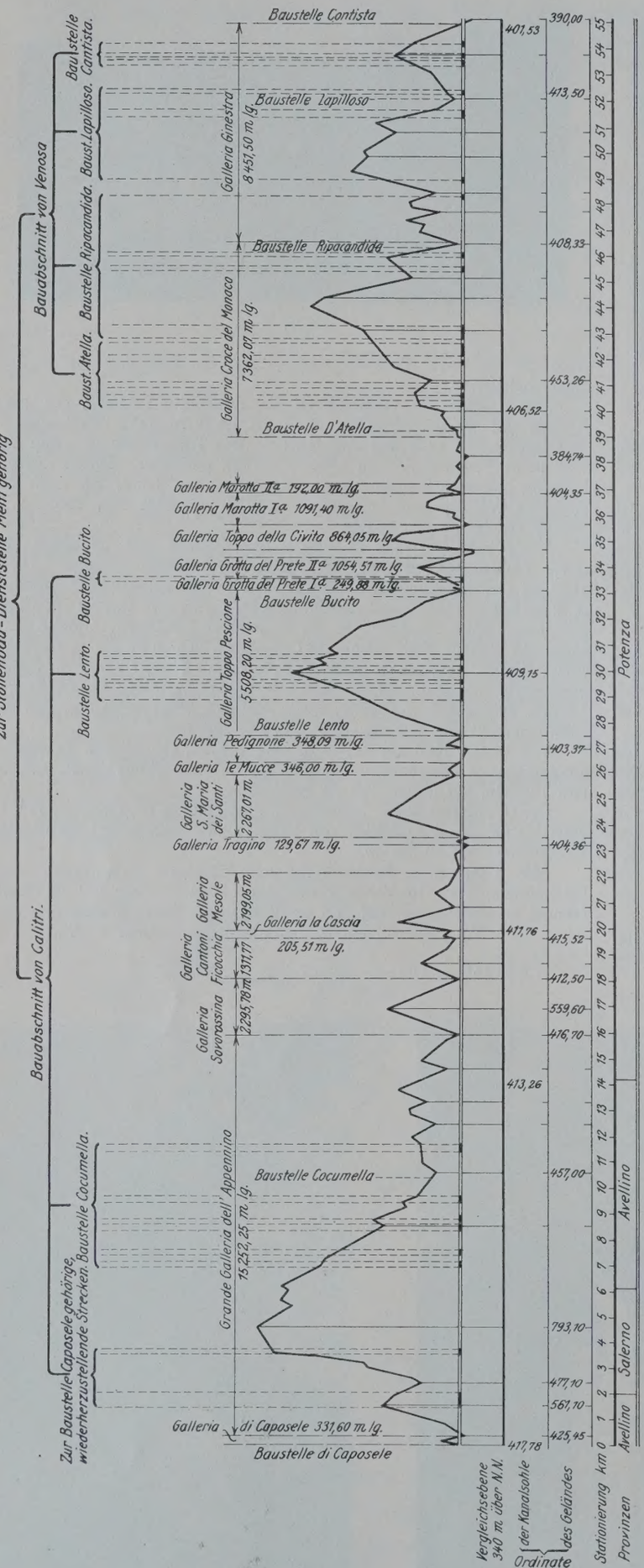


Abb. 11.

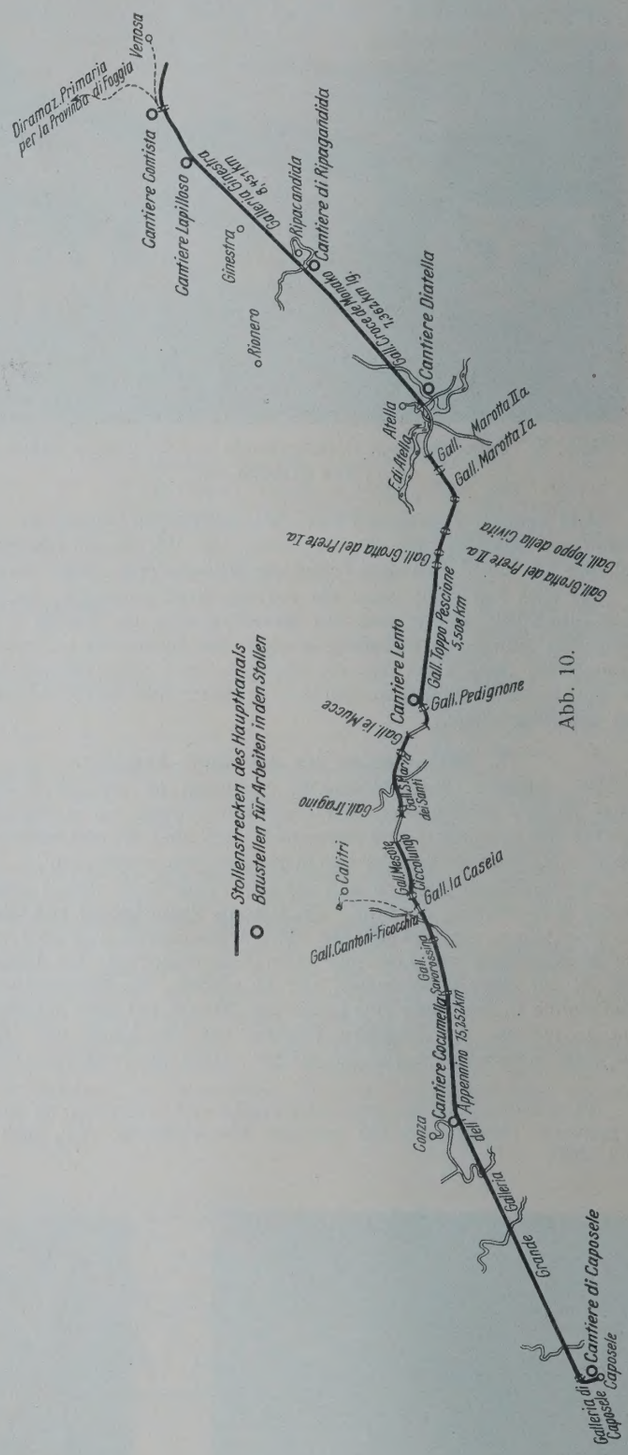


Abb. 10.

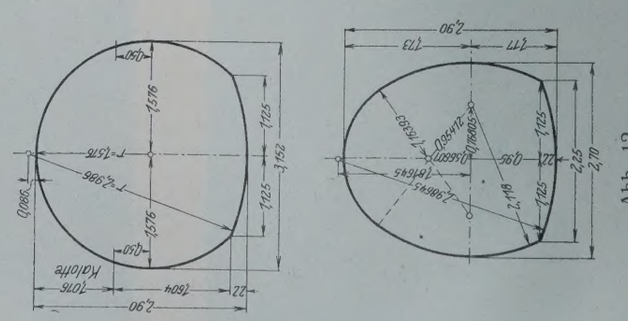


Abb. 12.

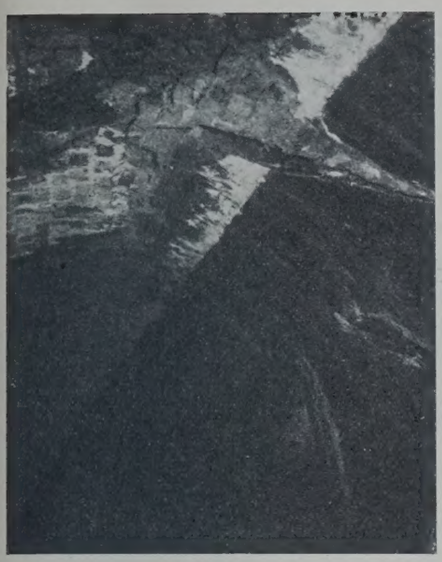


Abb. 16.

Abb. 4 zeigt das Gebäude für die Absperrvorrichtungen und im Vordergrunde die mit Erde und Rasen überdeckten Quellfassungen.[9])

Besonders beachtenswert ist der erste Teil des 244 km langen Hauptkanals, das Stück von Caposele bis Venosa, das Abb. 10 zeigt. Es besteht mit kurzen Unterbrechungen aus Tunnelleitung n von nicht weniger als rd. 50 km Gesamtlänge: Der längste dieser Tunnel, für die heute häufig wegen ihres im Verhältnis zum Eisenbahntunnel kleinen Querschnitts auch die Bezeichnung Stollen üblich ist, ist die Grande Galleria del Appennino in einer Länge von über 15 km, länger als der Gotthardtunnel. Die nächstlangen sind Galleria Gienstra 8,45 km, Croc del Monaco 7,36 km, Toppo Pescione 5,5 km. Diese Stollen durchfahren das Appenninen-Massiv und liegen dort in einem grauen Tongestein, das beim Anschlagen von felsartiger Härte ist, beim Zusammentreffen mit Wasser dieses aber gierig aufnimmt, dann plastisch wird und schließlich zu Schlamm zerfällt. Schon die feuchte Luft beim Vortrieb genügt, um das Gestein locker werden zu lassen, so daß es sich ausdehnt und auf die frisch hergestellten Ausmauerungen dann außerordentlich drückend wirkt. Die Folge davon war hier, daß gleich nach Fertigwerden dieses Hauptkanals vor etwa 12 Jahren die Rissebildungen und Zerstörungen im Mauerwerk begannen und bald darauf mit den Wiederherstellungsarb iten begonnen werden mußte, die heute einen erheblichen Umfang erreicht haben.

Abb. 11 zeigt den Schnitt durch einen Teil der Stollenleitungen von Caposele bis in die Gegend von Venosa und die darin schwarz angedeuteten Stellen die Strecken, die zurzeit für die Ausbesserung in Frage kommen bezw. sich in Ausbesserung befinden.

Den Querschnitt der Stollen zeigt Abb. 12. Es sind zwei verschiedene Querschnitte vorhanden, mitunter sogar innerhalb desselben Stollens wechselnd. Der Grund dafür ist nicht recht ersichtlich, wahrscheinlich sind seinerzeit statische Rücksicht n maßgebend gewesen, die indessen, wie die Erfahrung gezeigt hat, doch nicht das Richtige trafen, weil die Ausmauerungen in dem einen Querschnitt wie in dem ande r n zu Bruch gingen. In beiden Fällen ist die lichte Höhe 2,90 m, die Breit beim kreisförmigen Querschnitt über 3,15 m, beim ovalen Querschnitt 2,70 m.

Die Zerstörungen mach n sich bemerkbar durch Rissebildungen, die in dem längsten dieser Stollen, der Grande Galleria del Appennino, meistens in Formen von Längsrissen auftreten (Abb. 13).

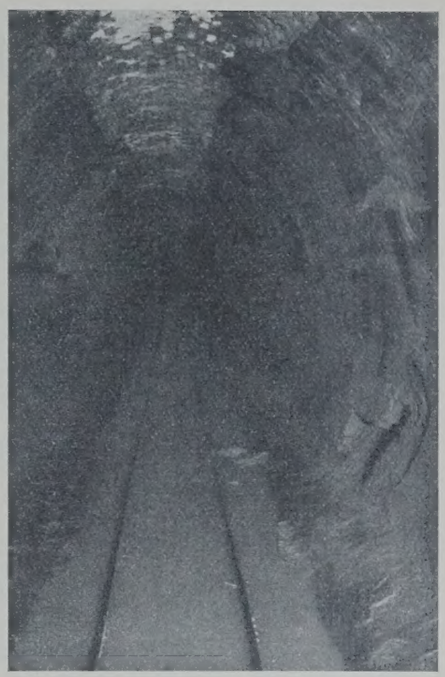


Abb. 17.

Die verschiedensten Druckwirkungen können hier studiert werden. In dem vorliegenden Falle der Abb. 13 handelt es sich vorzugsweise um senkrechten Druck und ein Nachgeben des rechten Widerlagers, die zu den Rissebildungen führ n, die hauptsächlich ungefähr an der Stelle der Bruchfuge liegen.

Abb. 14 zeigt Abblätterungen in der First, die sowohl durch das dort vorhandene Backsteinmauerwerk als auch durch den verbindenden Mörtel gehen. Die Abblätterungen sind teilweise nur Bruchteile eines Millimeters stark, in hand- bis tellergroßen Stücken, und sind ähnliche Erscheinungen, wie die bekannten Bergschläge beim Stollenbau im festen Gestein; offensichtlich liegt hier also seitliche Druckbeanspruchung vor, vielleicht sogar Druck von beiden Seiten.

Abb. 15 zeigt etwas Ähnliches: Längsrisse links oben, aber auch Querrisse, die auf eine gewisse Scherb anspruchung schließen lassen, die besonders deutlich zu sehen ist in Abb. 16, in der zu erkennen ist, wie in Teil senkrecht zu der Stollenachse eingedrückt ist, während das Mauerwerk davor stehengeblieben ist.

[9]) Abb. 5 bis 9 nebst zugehörigem T xt wurden als weniger wichtig im Einverständnis mit dem Verfasser zur Raumersparnis fortgelassen. Sie stellten dar Ansichten von Aquädukten des Hauptkanals über den Bredanofluß, über den Vonghiafluß, einen Grundablaß, einen längeren Aquädukt auf Steinbogenbrücken, ähnlich der Berliner Stadtbahn, und ein Stück gemauerten überdeckten Kanals.

Die Schriftleitung.

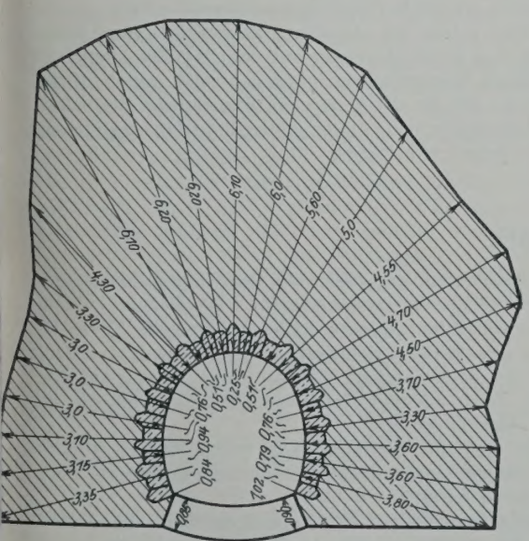


Abb. 19. Kamin bei km 3,174 (Gr. Galleria del Appennino). 101,04 m³ Hohlraum.

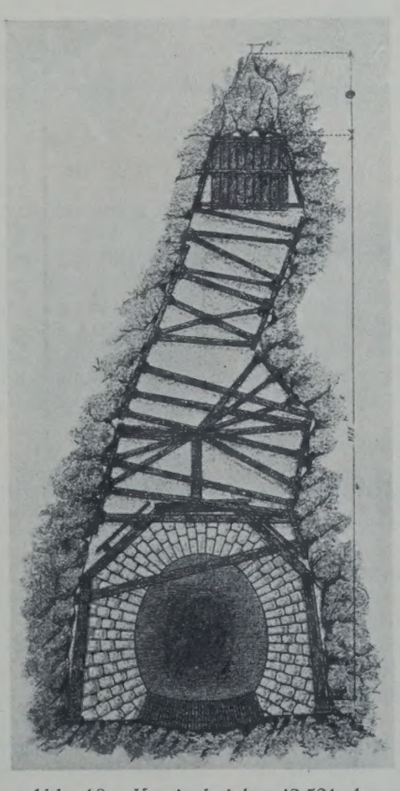


Abb. 18. Kamin bei km 42,521 des Hauptkanals (Galleria Croce del Monaco). 12,90 m hoch, 3,55 m breit, 5,50 m lang.

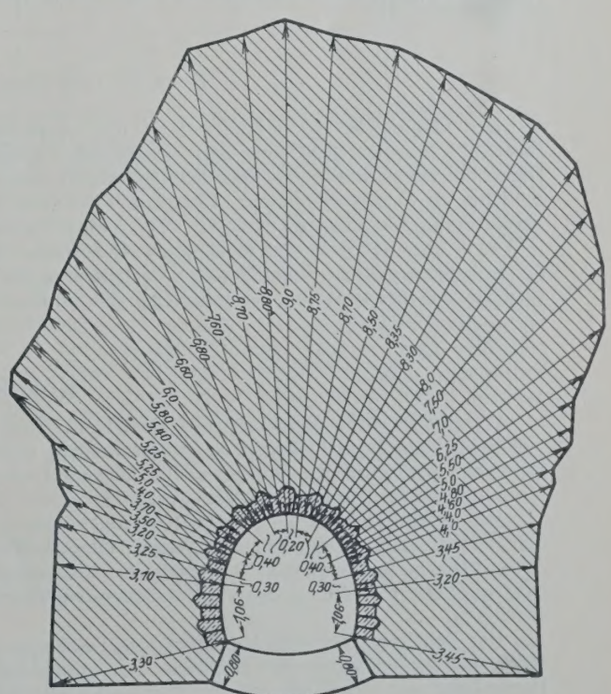


Abb. 20. Kamin bei km 52,199 (Galleria Ginestra). 141,66 m³ Hohlraum.

Selbst einzelne Aussprengungen kommen vor, wie Abb. 17 zeigt.

Das Mauerwerk besteht, wie aus den Abbildungen ersichtlich ist, weitaus zum größten Teile aus Ziegelmauerwerk, allerdings, wie die Erfahrung zeigt, in meist ungenügender Stärke.

Was hätte nun beim Bau geschehen müssen, um diese Zerstörungen zu vermeiden? Etwa gleich beim Vortrieb starke Ausmauerung? Das wäre nicht nötig gewesen, wenn man das genannte Tongestein sofort nach dem Ausbruch gegen Feuchtigkeit geschützt hätte, also beispielsweise durch einen Verputz, für den heute das Spritzbetonverfahren ein willkommenes und sicheres Mittel bildet, das im Bergbau in 1 tzter Zeit und neuerdings beim Bau des 5 km langen Stollens für das Wasserwerk des Landkreises Aachen in der Eifel mit Erfolg in größerem Umfange angewendet wird.

Für Wiederherstellung des Mauerwerks wurden die verschiedensten Vorschläge gemacht. Man dachte daran, das Mauerwerk durch Mörteleinpressungen, durch Preßbeton, der zwischen Mauerwerk und Gebirge eingebracht werden sollte, wiederherzustellen, doch konnte diese Art der Ausführung, wie sie an anderen Stellen bei Tunnelbauten mit Erfolg ausgeführt worden ist, hier nicht in Frage kommen, einmal wegen der vorbeschriebenen Eigenschaft des dort vorhandenen Tongebirges, das bei Berührung mit dem Wasser des Preßbetons wieder die Druckeigenschaften in unerwünschtem und vermehrtem Maße erhält, anderseits aber auch wegen der vielen vorkommenden Kaminbildungen infolge von Auflockerung des Gebirges, die in Ausmaßen vorkommen, wie sie Abb. 18, 19 u. 20 zeigen.

Man hat auch Versuche gemacht, die Rissebildung durch eingelegte Dübelkonstruktionen aus Eisenbeton aufzuhalten. Der Erfolg war jedoch negativ. Die Rissebildung wurde dadurch nicht nur nicht aufgehalten, sondern es traten an den Stellen noch weitere Rissebildungen ein.

Es blieb nichts anderes übrig, als, wie Abb. 18 zeigt, an den zerstörten Stellen das Ziegelmauerwerk herauszureißen und es durch entsprechend kräftiges Werksteinmauerwerk zu ersetzen. Die Kamine wurden und werden ausgefüllt durch Bruchsteinmauerwerk. Welche Kubaturen dabei zum Teil vorkamen, zeigen Abb. 19 u. 20. (Fortsetzung folgt.)

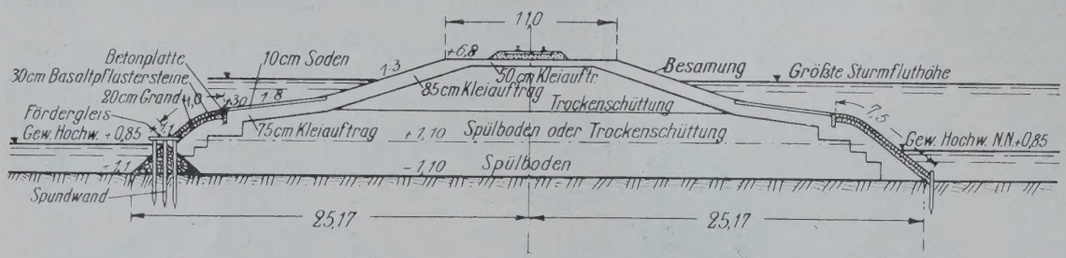
Alle Rechte vorbehalten.

Vom Dammbau Festland—Sylt.

Um den Reisenden von und nach Sylt die Unbequemlichkeiten der Fahrt durch den dänischen Korridor über Hoyerschleuse zu ersparen und gleichzeitig den Verkehr von den Ebbe- und Flutverhältnissen im Wattenmeer unabhängig zu machen, wird bekanntlich eine eingleisige Vollbahn von Niebüll nach Westerland gebaut, die zwischen Klanxbüll und Nösse (dem östlichsten Punkte der Insel Sylt) auf eine Länge von rd. 11 km das Wattenmeer durchqueren muß.

In Tagesblättern und illustrierten Zeitschriften sind in den letzten Monaten Aufsätze erschienen, aus denen man vielfach entnehmen mußte, daß der Bau dieses Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt bereits vollendet sei oder unmittelbar vor der Vollendung stehe. Diese Angaben sind nicht zutreffend und beruhen wahrscheinlich auf einer Verwechslung des ganzen Dammes mit einem niedrigen, bis 50 cm über normales Hochwasser reichenden Wall, der aus einer mit Steinen umschütteten Spundwand nebst Gerüst für ein Transportgleis besteht. Dieser Schutzwall, der den Fuß des Dammes sichern, vor allem aber für die weitere Bauausführung die starke quer zur Dammachse laufende Flut- und Ebbeströmung abschneiden soll, ist kürzlich fertiggestellt, so daß bei normalen Tiden allerdings schon jetzt Transportzüge vom Festlande zur Insel Sylt durchfahren können.

Die Herstellung des Dammes geschieht im Auftrage und für Rechnung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch die Reichswasserstraßenverwaltung. Mit der Ausführung wurde im Jahre 1923 begonnen, wobei zunächst versucht wurde, ein Fundament für den Damm durch Sandaufspülung zwischen Buschdämmen auf dem Watt zu schaffen. Es zeigte sich bald, daß der aus dem Watt gewonnene Sand infolge großer Feinheit sehr flach auslief und den Angriffen der Strömung und des Seeganges nicht widerstehen konnte. Gegen diese Angriffe mußte der aufgespülte Sand besser geschützt werden. Das geschah, indem auf der Südseite der bereits erwähnte Schutzwall vorgestreckt wurde. Von einer schwimmenden Ramme wurde zunächst ein leichtes Gerüst geschlagen, von dem aus eine Spundwand gerammt wurde, die bis 50 cm über gew. Hochwasser reicht und die möglichst schnell beiderseits mit Steinen von einem auf dem Gerüst vorgestreckten Transportgleis aus umschüttet wurde. Sobald in der Nähe von Prielen die Strömung vor Kopf so stark wurde, daß Kolkbildungen zu befürchten waren, wurde die Spundwand tiefer gerammt, so daß Entlastungsöffnungen für den Strom verblieben, deren Sohlen durch Steinschüttungen gesichert wurden. Diese Öffnungen wurden später durch Tafeln schnell dichtgesetzt und ebenfalls mit Steinen umschüttet.



Querschnitt des Dammes Festland—Sylt.

Den Querschnitt des Dammes zeigt die obenstehende Abbildung. Das Profil entspricht dem eines nach beiden Seiten kehrenden Seedeiches. Die obere Breite wurde mit Rücksicht auf die Sicherheit des Eisenbahnbetriebes zu 11 m angenommen, so daß sich bei mittlerer Watthöhe eine untere Breite von etwa 50 m ergibt. Die Krone liegt am Festlande auf + 6,80 m über NN, d. h. rd. 6 m über gew. Hochwasser, bezw. 2,50 m über der bisherigen größten Sturmfluthöhe; sie fällt nach der Insel zu in Rücksicht auf die hier weniger hoch auflaufende Sturmflut auf + 6,24 m NN ab.

Im Frühjahr 1925 wurde in gleicher Weise auch von der Nössespitze aus mit dem Vortrieb des Dammes begonnen, und im Herbst 1925 ist es dank der Tatkraft der bauleitenden Beamten gelungen, den südlichen Schutzdamm zu schließen. Auf der Nordseite wird an den jeweiligen Spülstrecken der Dammfuß durch Buschdämme mit Pfählen befestigt, um den aufgespülten Sand festzuhalten.

Falls, wie zu hoffen ist, der südliche Schutzwall während des kommenden Winters den Angriffen des Seeganges und Eises standhält, kann im Frühjahr 1926 energisch mit der Aufspülung des Dammes auf der ganzen Strecke begonnen werden. Der für die Dammschüttung erforderliche Trockenboden wird auf dem Festlande bezw. aus dem Bahneinschnitt auf der Halbinsel Nösse durch Trockenbagger gewonnen und mittels Kippwagen vorgebracht, ebenso der für die Abdeckung erforderliche Tonboden.

Eine ausführliche Veröffentlichung dieser interessanten Bauausführung muß für spätere Zeit vorbehalten bleiben. Gährs.

Alle Rechte vorbehalten.

Kokskohlenturm von 2000 m³ Inhalt.

Obwohl Behälter für schüttbares Massengut, namentlich für Kohlen und Erze vielfach in Flußstahl ausgeführt werden, findet man sie kaum im technischen Schrifttum behandelt. Im folgenden soll die Beschreibung einer interessanten Anlage gegeben werden.

Der in Abb. 1 bis 3 dargestellte Kokskohlenturm von 2000 m³ nutzbarem Inhalt ist von der Firma B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken, im Jahre 1912 im Auftrage eines im Saarbecken liegenden Hüttenwerks erbaut worden. Die Abmessungen des Behälters sind aus den Abbildungen ersichtlich.

Der Behälter dient zur Aufnahme von Feinkohle, die den in der Nähe auf beiden Seiten des Behälters angeordneten Ofenbatterien zur Herstellung von Hochofenkoks zugeführt wird. Die Rohkohle wird von der Kohlenwäsche mittels Förderbänder auf einer Zuführungsbrücke, die 21,1 m über Hüttenflur liegt und an der Stirnseite des Behälters angeschlossen ist, einem Becherwerk zugeführt, von dem sie bis zur Bühne I (oberste Bühne des Behälters) emporgehoben wird. Die Becher werden auf der Bühne in einen Trichter entleert. Dieser leitet die Kohle in zwei Verteilungsröhren den beiden Mahlwerken der Bühne II zur Zerkleinerung zu. Nach der Zerkleinerung fällt die Kohle auf ein auf der Bühne III angeordnetes durchlaufendes Kratzband, das die Feinkohle in der Längsrichtung des Bunkers verteilt.

Auf jeder Seite des Kohlenturmes sind sechs trichterförmige Abfüllschnauzen angebracht, um die Feinkohle in die kombinierte Stampf-, Einsatz- und Ausdrückmaschine zu füllen.

Die Ausläufe werden bedient mit Hilfe einfacher Handwinden und Seilzüge von einer auf der Maschine angeordneten Bühne aus. Zur vollständigen Entleerung des Bunkers befinden sich im Boden noch sechs zylindrische Ausläufe, die durch wagerecht laufende Schieber geöffnet

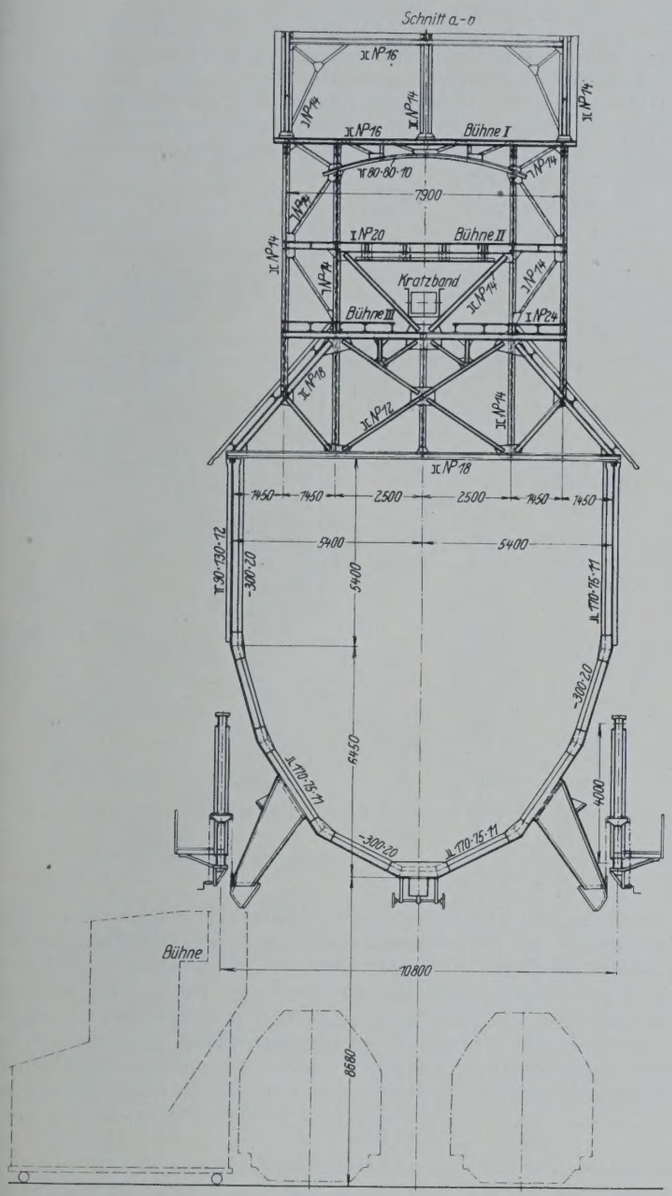


Abb. 2.

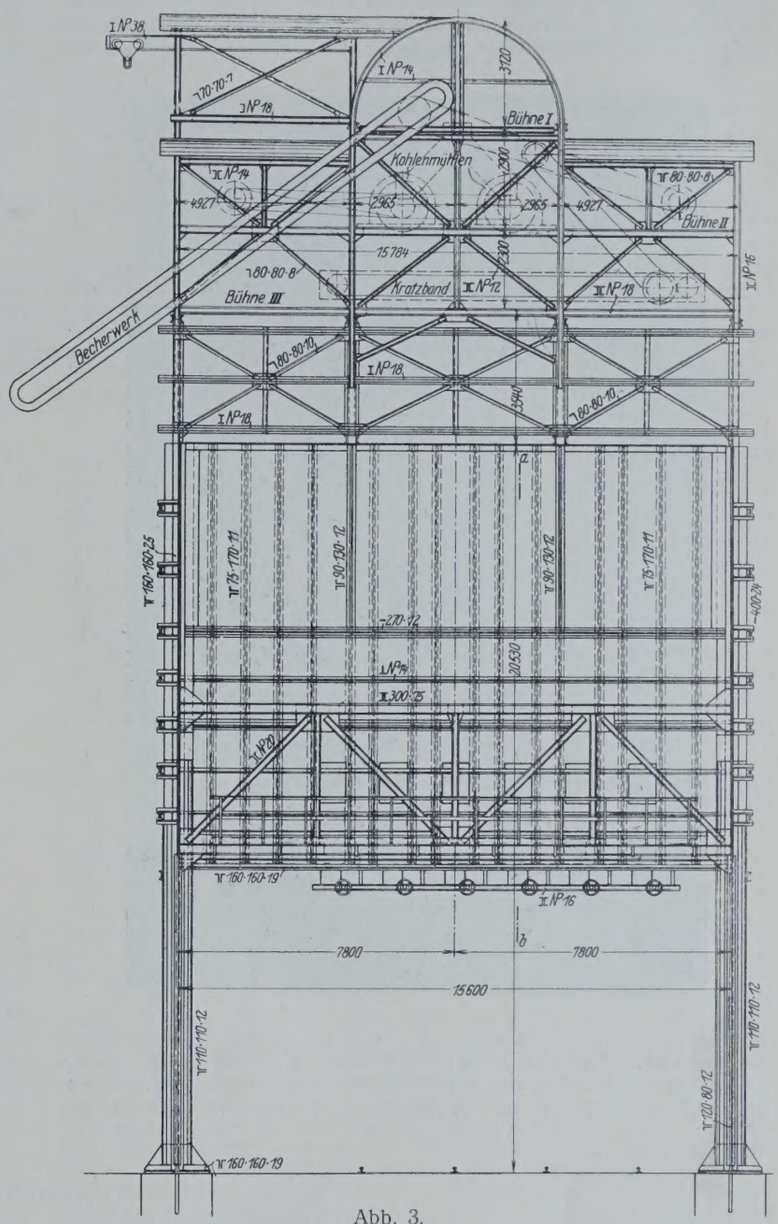


Abb. 3.

werden können. Die Bedienung dieser Schieber geschieht durch Handketten vom Hüttenflur aus.

Das Konstruktionsprinzip der Behälterform (D.R.P. Nr. 272 679) besteht in folgendem: Der Behälterquerschnitt ist, wie Abb. 4 zeigt, ein Vieleck $a, b, c, d, e \ldots$ Die Behälterwände sind als Blechträger aufzufassen, die von Stirnwand zu Stirnwand reichen und dort aufgelagert sind. Die Schwerlinien ihrer Gurtungen fallen annähernd mit den Schnittlinien der Wandebenen zusammen; die Trägerhöhen sind also $= ab, bc, cd \ldots$ Der Behälterinhalt übt auf die Wände Drücke aus, die durch die als elastische Platten anzusehenden Wandbleche zwischen den durchschnittlich 1 m in der Längsrichtung des Behälters entfernten Versteifungsrippen (Spanten) auf diese weitergeleitet werden. Diese Rippen können genügend genau als in den Punkten $a, b, c \ldots$ gelagerte durchlaufende Träger aufgefaßt werden. Ihre Auflagerdrücke und das Behältereigengewicht geben die in Abb. 4 eingezeichneten Kräfte $P_a, P_b \ldots$ Die wagerechte Kraft P_a wird durch einen wagerechten Träger aufgenommen, der zugleich zur Aussteifung des obersten Blechträgers dient. Die Kräfte $P_b, P_c \ldots$ wirken durch ihre nach den Richtungen $\overline{ab}$ und $\overline{bc}$ bezw. nach den Richtungen $\overline{bc}$ und $\overline{cd}$ usw. zerlegten Komponenten auf die ebenen Wandflächen in deren Ebenen. Die lotrechte Komponente von P_b (= 25 t für 1 lfd. m Blechträger) beansprucht den lotrechten Blechträger mit der Höhe $\overline{ab}$ und mit einer Stützweite $L =$ der Entfernung der beiden Seitenwände auf Biegung in seiner Längsrichtung. Auf den schiefen Blechträger $\overline{bc}$, dessen Schnittlinie mit der Zeichenebene in Abb. 4 besonders herausgezeichnet ist, wirkt, wie aus dem Kräfteplan ohne weiteres zu entnehmen ist, in $\overline{b}$ eine Kraft von 21,5 t, in $\overline{c}$ eine Kraft von 43,3 t. Die Kraft $Z = 21{,}5$ t beansprucht die Blechfasern der Querschnittebenen auf Zug. Die Differenz der beiden in $\overline{b}$ und $\overline{c}$ angreifenden Kräfte, die Kraft $B = 43{,}3 - 21{,}5\text{ t} = 21{,}8$ t, beansprucht den Blechträger mit der Stützweite L auf Biegung; d. h. bei irgendwelchen Lasten $P_a, P_b \ldots$ ergeben sich außer Zugspannungen in den Querschnittebenen Biegungs- (Zug- und Druck-) Spannungen in der Behälterlängsrichtung.

Es sind von der geometrischen Querschnittform abhängige Belastungsfälle möglich, für die bei den schrägen Blechträgern die Kräfte B und damit die Längsspannungen $= 0$ werden. Der in den Abbildungen dargestellte Behälter ist für geböschte Füllung durchgerechnet. Die Bestimmung der dabei, sowie auch bei anderen Füllungen auf den Behälter wirkenden Lasten ist nur unter mehr oder weniger mit der Wirklichkeit übereinstimmenden Annahmen möglich.[1])

Bei den vielfach ausgeführten, einer Seillinie für eine bestimmte Belastung angepaßten Hängeböden treten bei Abweichungen von der Rechnungsannahme schon bei dieser Belastung, viel mehr noch bei anderen Füllungsgraden, erhebliche Formänderungen auf. Dadurch werden namentlich an den Anschlußpunkten zusätzliche Biegungsspannungen hervorgerufen, denen bei starkem Betriebe der Werkstoff nicht gewachsen ist. Diese ungünstigen Nebenspannungen werden bei der beschriebenen Be-

[1]) Anmerkung: Von der Literatur über die Berechnung der angreifenden Lasten sei erwähnt: 1. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 14. Bd., S. 1 u. f. 2. Ketchum, The Design of Walls, Bins and Grain Elevators, im Auszug zusammengefaßt in dem in den U. S. A. weit verbreiteten Buch: Ketchum, Structural Engineers Handbook, 3. Aufl., Mc Graw-Hill, S. 390 u. f.

hälterform vermieden. Denn Abweichungen von den Rechnungsannahmen bei Bestimmung der auf den Behälter wirkenden Kräfte, Änderungen in der Schütthöhe und den Böschungswinkeln beeinflussen nur die Größe

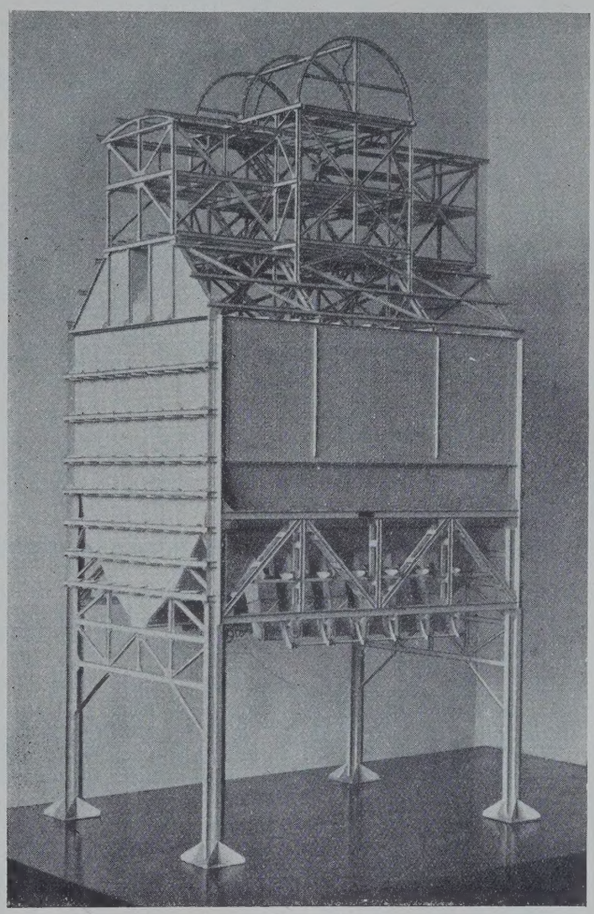


Abb. 1.

der inneren Kräfte, jedoch nicht ihre Richtung. Wenn der Behälter für die größte Schüttung und für den ungünstigsten Böschungswinkel berechnet ist, so ist zu vermuten, daß jede Änderung der Schütthöhe oder eine einseitige Schüttung nur eine Verminderung der Materialbeanspruchungen im Gefolge hat. Ohne die Vorteile der geschilderten Behälterform aufzugeben, kann man von der theoretischen Form abweichen und die Form nach praktischen Gesichtspunkten wählen, um vor allem der Forderung, je nach den örtlichen Verhältnissen breite oder schmale Behälter herzustellen, zu genügen. Bearbeitungstechnisch ist zu erwähnen, daß die aus ebenen Blechen bestehenden Behälter billiger herzustellen sind als die mit gewölbten Flächen.

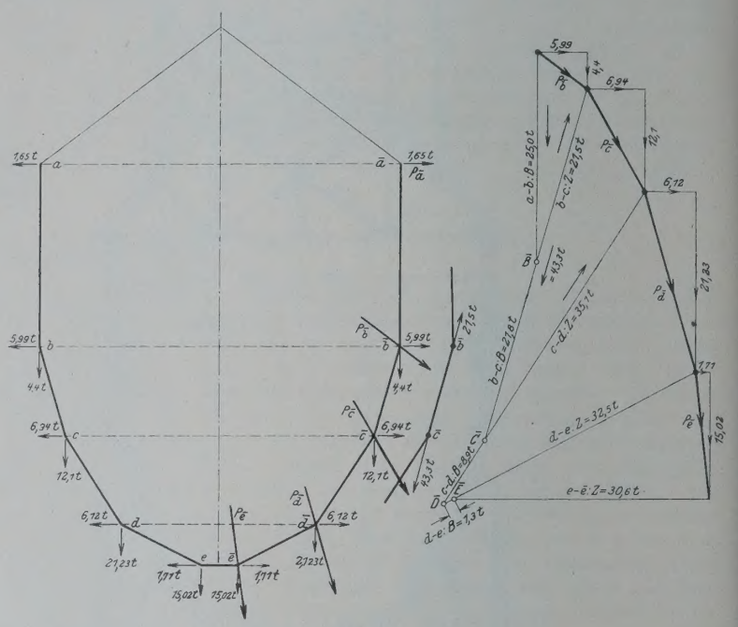


Abb. 4.

Zu der in Abb. 1 bis 3 dargestellten Ausführung ist zu erwähnen, daß der Seitendruck auf die Stirnwand durch wagerechte Gitterträger auf die vier Ständer übertragen wird. Die Dach- und Bühnenlasten werden teilweise durch Zwischenbinder auf die Blechträger *ab* und $\overline{ab}$ und von diesen nach den Seitenwänden weitergeleitet, teilweise diesen unmittelbar zugeführt. Die zur Quer- und Längsaussteifung des ganzen Traggerippes angeordneten Bauteile sind deutlich aus den drei Abbildungen ersichtlich und brauchen deshalb nicht mehr im einzelnen erläutert zu werden.

Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, B rlin W 66). Das am 20. Dezember erschienene Heft 24 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Hans Kuball: Brücke über den Tidekanal zu Hamburg. — Ing. Artur Jul. Fahnauer: Beitrag zur Näherungsrechnung eingespannter Bogenbrücken. — Dr. Vieser: Rechentafeln für Eisenbetonkonstruktionen.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Dezember ausgegebene Heft 24 1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Georg Stein: Zwei neue Siedlungen und Landsitze. — Kirche in Hellershof im Welzheimer Wald, Württemberg. Architekt: Professor Jost. — E. F. Berking: Technische Neuheiten.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und ständigen Stellvertreter des Generaldirektors Julius Dorpmüller in Berlin in Würdigung seiner hervorragenden technischen, wirtschaftlichen und organisatorischen Leistungen auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens und in Anerkennung seiner großen Verdienste um das Ansehen deutscher Technik und die Erweiterung ihres Arbeitsfeldes im Auslande.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Oeser in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die technisch-wirtschaftliche Förderung der deutschen Eisenbahnen, insbesondere auf den maschinentechnischen Gebieten.

Zur Gebührenordnung der Ingenieure vom 1. Januar 1920 in der Fassung vom 1. Juli 1923.[1]) Infolge Festigung der Währung ist die in der Inflationszeit aufgestellte Gebührenordnung überholt. Die Verhandlungen mit den Reichsbehörden über die Neufassung der Gebührenordnungen sind noch nicht zum Abschluß gekommen. Für die Zwischenzeit wird daher den Mitgliedern des AGO empfohlen, die nachstehenden vom AGO beschlossenen Änderungen anzuwenden:

1. Berechnung der Gebühr von der heutigen Herstellungssumme nach den Sätzen des § 24 unter Fortfall der Absätze a und b, Gewährung eines Abschlages von zurzeit 15 % auf die so berechnete Gebühr.
2. Berechnung der Stundensätze nach § 28 mit **8** R.-M., für die erste Stunde mit **20** R.-M., Berechnung der Reiseaufwandentschädigung nach § 31, Abs. 6, für den Tag ohne Übernachten mit **25** R.-M., mit Übernachten mit **35** R.-M. unter Fortfall des Multiplikators von 0,85.
3. Die Neufassung des Abschnittes VI (§§ 33 bis 37, Gebühren für städtebauliche Arbeiten) ist von der Geschäftstelle des AGO, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99, zu beziehen.

Berlin, den 10. November 1925. Der AGO.

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. Der Deutsche Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband hat seine Mitteilungen um zwei beachtenswerte Hefte vermehrt. Nummer 3 enthält die Neubearbeitung der von Prof. Dr.-Ing. Ludin gemeinsam mit Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Waffenschmidt im Jahre 1920 aufgestellten und in erster Auflage erschienenen Grundsätze „Über Wertberechnung von Wasserkräften". Während in der Zeit der Geldentwertung ein lebhaftes Bedürfnis nach Aufklärung über die zahlenmäßige Feststellung der Bewertungsgrundlagen vorherrschend war, sind es heute die Fragen der Besteuerung, die ein erneutes Interesse an der Wertbemessung der Wasserkräfte hervorrufen.

Nach Erörterung der für die Bewertung von Wasserkräften und Wasserkraftanlagen praktisch wichtigsten Wertbegriffe werden allgemeine Grund-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 55, S. 672. Im Beton-Kalender 1926, Teil I, S. 462, sind die dortigen Angaben entsprechend zu ändern.

sätze über die Bewertung von ausgebauten und von Rohwasserkräften mitgeteilt. Im Gegensatze zu älteren Veröffentlichungen über dieses Problem wird überall auf die Grenzen formelmäßiger Berechnung in diesen Fragen hingewiesen und davor gewarnt, die Wertschätzung von Wasserkraftanlagen schematisch und nach fertigen Rezepten und Handbüchern zu handhaben. Bei der hohen volkswirtschaftlichen Bedeutung, die der Wertschätzung von Wasserkraftanlagen heute zukommt, ist der Schrift die Beachtung weiter Kreise zu wünschen. — Für den Wasserwirtschaftler, Hydrologen, Kulturtechniker, Flußbau- und Kanalisationsingenieur sind die als Nr. 12 erschienenen „Umrechnungstabellen für Niederschlag und Abfluß“ von besonderem Nutzen. Da in den wasserstatistischen und meteorologischen Veröffentlichungen der Landesstellen die Niederschläge in der Regel als Höhen (mm) angegeben sind, während der Abfluß als Menge in der Sekunde oder Minute oder als Spende je km² und Sekunde ausgedrückt werden soll, so erleichtern zwei Umwandlungstabellen von Höhen in Spenden (Tabelle 1) und umgekehrt (Tabelle 2) die Berechnungen in allen Fragen der Bewässerung, Entwässerung, Städtekanalisation, Wildbachverbauung usw.

Tabelle 1. Verwandlung von Höhen in Spenden.

Höhe		Dauer		Spende
0,1 mm	während	1 Sekunde	ergibt 100	m³/Sek. km²
6 „	„	1 Minute	„ 1	m³/Sek. ha
1 „	„	1 „	„ 16,667	m³/Sek. km²
1 „	„	15 Minuten	„ 1,111	„ „ „
1 „	„	1 Stunde	„ 277,778	l/Sek. km²
3,6 „	„	1 „	„ 1,000	m³/Sek. km²
1 „	„	1 Tag	„ 11,574	l/Sek. km²
1 „	„	28 Tagen	„ 0,413 36	„ „
1 „	„	29 „	„ 0,399 11	„ „
1 „	„	30 „	„ 0,385 80	„ „
1 „	„	31 „	„ 0,373 36	„ „
100 „	„	181 [1]) „	„ 6,394 52	„ „
100 „	„	182 [2]) „	„ 6,359 38	„ „
100 „	„	184 [3]) „	„ 6,290 26	„ „
100 „	„	365 „	„ 3,170 98	„ „
100 „	„	366 „	„ 3,162 32	„ „

Tabelle 2. Verwandlung von Spenden in Höhen.[4]).

Spende		Höhe		Dauer
10 m³/Sek. km²	entspricht	0,6	mm in	1 Minute
10 „ „	„	36	„ „	1 Stunde
1 „ „	„	3,6	„ „	1 „
1 „ „	„	86,4	„ „	1 Tag
1 l/Sek. km²	„	0,086 40	„ „	1 „
1 „ „	„	2,419 20	„ „	28 Tagen
1 „ „	„	2,505 60	„ „	29 „
1 „ „	„	2,592 00	„ „	30 „
1 „ „	„	2,678 40	„ „	31 „
1 „ „	„	15,638 40	„ „	181 [1]) „
1 „ „	„	15,724 80	„ „	182 [2]) „
1 „ „	„	15,897 60	„ „	184 [3]) „
1 „ „	„	31,536 00	„ „	365 „
1 „ „	„	31,622 40	„ „	366 „

Für die besonderen Verhältnisse stärkerer Einzelregen dient eine dritte Tabelle. Keinen Aufschluß geben diese drei Tabellen jedoch über die Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß. Es sind deshalb in einer vierten Tabelle für verschiedene durchschnittliche jährliche Niederschlaghöhen die zugehörigen Abflußhöhen und Abflußspenden nach den von H. Keller für Mitteleuropa aufgestellten Beziehungen angegeben worden:

Tabelle 4. Mittlere jährliche Abflußhöhen und Abflußspenden in Mitteleuropa nach Keller.

Mittlere Niederschlaghöhe	Mittlere Abflußhöhen			Mittlere Abflußspenden		
	bei sehr großem Abflußvermögen	im Durchschnittsverhalten	bei sehr kleinem Abflußvermögen	bei sehr großem Abflußvermögen	im Durchschnittsverhalten	bei sehr kleinem Abflußvermögen
mm	mm	mm	mm	l/Sek. km²	l/Sek. km²	l/Sek. km²
500	150	—	—	4,8	—	—
550	200	(113)	—	6,3	(3,6)	—
600	250	160	(70)	7,9	5,1	(2,2)
700	350	254	159	11,1	8,0	5,0
800	550	349	247	14,3	11,1	7,8
900	550	443	336	17,4	14,0	10,6
1000	650	537	424	20,6	17,0	13,4
1200	850	725	601	26,9	23,0	19,0
1400	1050	914	778	33,3	29,0	24,7
1600	1250	1102	954	39,6	34,9	30,2
1800	1450	1291	1131	46,0	40,9	35,8
2000	1650	1479	1308	52,3	46,9	41,5
2500	2150	1950	1750	68,1	61,8	55,5

[1]) Winter (November bis April) im gemeinen Jahr.
[2]) Winter (November bis April) im Schaltjahr.
[3]) Sommer (Mai bis Oktober).
[4]) Durch Multiplikation der in m³/Sek. km² ausgedrückten Spendenwerte mit 10 erhält man die Spenden in l/Sek. ha.

Zum Schluß wird noch für die im Durchschnittsverhalten zur jährlichen Niederschlaghöhe N (mm) gehörenden Abflußspenden q (l/Sek. km²) eine sehr einfache Beziehung zu N mitgeteilt:

$$q = 0{,}03 \cdot N - 13{,}0,$$

vor deren mechanischer Anwendung jedoch mit Recht ebenso gewarnt wird, wie bei der Tabelle 4. Mdt.

Französische Lieferbedingungen für Schienen. Die französischen Eisenbahnen haben sich auf gemeinschaftliche Bedingungen für die Lieferung von Schienen geeinigt, die, nachdem sie im Entwurf den Hütten- und Walzwerken zur Äußerung vorgelegt worden sind, nunmehr allgemeine Gültigkeit haben sollen.

Es sind drei Arten von Stahl für die Schienen vorgesehen, und zwar ein Stahl mit 65 kg, ein solcher mit 70 kg und ein dritter mit 80 kg/mm² Mindestzugfestigkeit. Die Südbahn hat bisher nur mit Stahl von 80 kg Festigkeit gearbeitet, während die anderen Eisenbahngesellschaften diesen Stahl nur für Weichen und Kreuzungen verwandten, für die übrigen Oberbauteile aber eine Festigkeit zwischen 70 und 80 kg/mm² forderten.

Die neuen Bestimmungen sollen es den Eisenbahnen ermöglichen, bei ihren Bestimmungen das Herstellungsverfahren für den Schienenstahl vorzuschreiben: Thomas-, Bessemer-, Martin- oder ein anderes Verfahren.

Bei dem Stahl von 80 kg/mm² Festigkeit soll nicht darauf bestanden werden, daß zu seiner Herstellung das Thomasverfahren angewendet wird. Man ist sich in Frankreich über den Wert der verschiedenen Verfahren nicht ganz einig. Den Stahlwerken ist es zwar gelungen, Stahl von 80 kg/mm² im Thomasverfahren zu gewinnen, sie haben aber doch dahin gewirkt, daß bei Bestellungen auf solchen Stahl dieses Verfahren nicht vorgeschrieben werden darf. Im übrigen sollen die Einzelheiten des Verfahrens, nach dem der Stahl gewonnen wird, den Hüttenwerken überlassen bleiben. Zu den Fragen, deren Beantwortung erst die Zukunft bringen soll, gehört auch der Zusatz von Aluminium zum Stahl.

Der Stahl jeder Lieferung soll einheitlich zusammengesetzt sein. Von jeder Charge soll im Werk eine Analyse gemacht werden, die mindestens über den Gehalt an Kohlenstoff, Mangan und Phosphor Aufschluß gibt. Auf Verlangen sind eingehendere Untersuchungen anzustellen, und zwar soll dies mindestens einmal bei je 100 t Schienen geschehen. Abweichend von den bisherigen Lieferbedingungen ist keine obere Grenze für Beimengungen, z. B. von Schwefel und Phosphor festgesetzt, anscheinend weil man eine solche Zahl allein nicht für maßgebend halten würde, indem z. B. ein Anteil Phosphor, der bei einem gewissen Zusatz von Kohlenstoff, Silizium oder Mangan schädlich ist, bei anderer Zusammensetzung zugelassen werden kann. Die Festlegung bestimmter Zahlen könnte also dazu führen, daß geeignete Schienen zurückgewiesen und in anderen Fällen ungeeignete unbeanstandet abgenommen werden müßten. Man verläßt sich vielmehr auf eine Stoßprobe, um die Sprödigkeit des Schienenstahls zu untersuchen, wenn etwa seine chemische Zusammensetzung zu Bedenken Anlaß geben könnte.

Die Bestimmungen enthalten keine Vorschriften über das Gießen der Ingots, obgleich sich sowohl die Stahlwerke wie auch die Techniker der Eisenbahnen eingehend mit den einschlägigen Fragen beschäftigen. Es ist nur vorgeschrieben, daß der Querschnitt des Ingots mindestens 20 mal so groß sein soll als der der Schienen, die daraus gewalzt werden sollen, und daß der Ingot nicht vor dem vollständigen Erstarren in die wagerechte Lage umgelegt werden soll. Die Walzwärme soll so niedrig wie möglich sein. Nach dem Walzen ist von dem Schienenende, das aus dem oberen Ende des Ingots herrührt, so viel abzuschneiden, daß aus dem Abschnitt das 70 cm lange Stück für die Stoßprobe hergestellt werden kann; es soll dabei mindestens 12 % des Gesamtgewichtes des Ingots ausmachen. Bisher wurden hierfür in der Regel 18 % angenommen, und es ist durch Festsetzung der Zahl 12 % Gelegenheit geboten, die Herstellungsverfahren erheblich zu verbessern. Am anderen Ende soll so viel abgeschnitten werden, daß man daraus die 30 cm langen Stäbe zur Ermittlung der Zugfestigkeit herstellen kann.

Das Richten der Schienen soll durch allmählich ansteigenden Druck ausgeführt werden. Gewisse Schienenbrüche hat man auf Überbeanspruchung des Stoffes an einzelnen Stellen beim Kaltrichten zurückgeführt; diese Schäden werden bei der Abnahme nicht sichtbar. Man hat es aber nicht für angebracht gehalten, sich hierüber in den Lieferbedingungen des näheren auszusprechen, man will sich vielmehr mit dieser Frage in Zukunft noch eingehender beschäftigen und möglicherweise gewisse Verfahren und Vorrichtungen zum Kaltrichten ausschließen.

Der Gewichtsberechnung der Schienen soll ein Einheitsgewicht von 7,84 g/cm³, die Durchschnittszahl aus den bisherigen Aufzeichnungen der Eisenbahnen, zugrunde gelegt werden. Für die Länge ist bei Schienen bis zu 18 m bei 15 ° C ein Spielraum von 2 mm, bei Längen über 18 m bis 24 m ein Spielraum von 3 mm nach oben und unten zugelassen. Die Querschnittsabmessungen sollen innerhalb 0,5 mm genau sein, wobei das Gewicht vom Sollgewicht nicht mehr als 2 % abweichen darf.

Eine Neuerung ist die Einführung einer Stoßprobe für jeden Ingot. Sie soll mit einem Fallkörper von 300 kg Gewicht ausgeführt werden, der aus einer solchen Höhe, in m gemessen, herabfallen soll, wie sie sich aus dem Metergewicht der Schiene, vervielfältigt mit 0,10, 0,095 und 0,09, je nachdem es sich um den Stahl von 65 kg, 70 kg oder 80 kg/mm² Festigkeit handelt, ergibt. Das zu prüfende Schienenstück soll 70 cm lang sein und mit dem Kopf nach unten auf zwei abgerundeten Lagerflächen in 50 cm Abstand ruhen; im Kopf soll eine Kerbe mit 100 mm Durchm. bis auf eine Tiefe gleich 0,4 der Schienenhöhe ausgefräst sein. Bei der Beanspruchung unter den beschriebenen Bedingungen darf das Probestück nicht zu Bruch gehen.

Bei Erreichung der Bruchgrenze soll die Dehnung der Zerreißproben bei den drei Stahlarten auf 100 mm Länge 10 mm, 9 mm und 7 mm betragen. Während für jeden Ingot eine Stoßprobe vorzunehmen ist, soll der Zerreißversuch nur einmal für jede Charge ausgeführt werden.

Für die Kugeldruckprobe bestehen keine besonderen Vorschriften.

Die Schienen sollen mit einem T, B oder M gezeichnet werden, um die Herstellungsart des Stahles im Thomas-, Bessemer- oder Martin-Verfahren erkennen zu lassen; endlich soll ein Pfeil die Richtung bezeichnen, in der sich der Kopf des Ingots befunden hat. Die Haftpflicht des Lieferwerkes für die Schienen beträgt zehn Jahre vom Zeitpunkte der Herstellung. Wkk.

Tragfähigkeit einer Straßendecke aus Beton. Bei Ausbesserungsarbeiten an der Befestigung einer der besten Geschäftsstraßen von London, Bondstreet, zeigten sich unter der Betondecke Hohlräume von etwa 1 m Tiefe, so daß die Last der schweren Omnibusse, die die Straße befahren, in der letzten Zeit von einer Betonschicht von nur etwa 15 cm Stärke getragen worden ist, gewiß ein gutes Zeichen für die Tragfähigkeit einer Betondecke. Man nimmt an, daß unterirdisch fließendes Wasser den Beton unterspült hat, so daß die Hohlräume entstanden sind; vielleicht sind auch alte Gräben, die die Straße durchzogen, ungenügend verfüllt worden, und die Ausfüllungsmassen haben sich im Laufe der Zeit so gesetzt, daß die Decke hohl lag. Die Instandsetzungsarbeiten, die nunmehr nötig geworden sind, sollen, um den lebhaften Geschäftsverkehr möglichst wenig zu stören, mit großer Beschleunigung ausgeführt werden. Dem Unternehmer sind nur fünf Wochen Zeit gegeben, um 7500 m² Straßendecke aufzubrechen und in größerer Stärke wiederherzustellen. Die neue Betondecke soll 30 cm stark werden, und damit man nicht zu lange zu warten braucht, ehe sie belastet werden darf, soll sie mit schnellerhärtendem Zement hergestellt werden. Wkk.

Eine Verwendung des Gurtförderers im großen Stil für die Bewegung von Beton und Füllerde findet zurzeit statt beim Bau der ausgedehnten Damm- und Stauanlagen am Wanaque River für die Wasserversorgung von Newark, Paterson, Passaic, Clifton und anderer benachbarter Gemeinden im Norden des Staates New Jersey.

Es handelt sich dabei um den rd. 460 m langen, in Erdschüttung mit Betonkernmauer ausgeführten Wanaque-Damm und fünf andere kleinere Staudämme, von denen drei ebenso wie der Hauptdamm (Abb. 2a), die beiden übrigen als Schwergewichtmauern in Stampfbeton (Abb. 2b) ausgeführt sind. Nach einem Bericht in „Eng. News-Rec." vom 13. August 1925 erfordert der erste Damm etwa 63500 m³ Füllmasse und 23000 m³ Beton, die drei anderen Erddämme im ganzen 92000 m³ Füllmasse und — zusammen mit den beiden Massivsperren — etwa 59000 m³ Beton; an Aushub sind zu bewältigen 30600 m³ festes Gestein und 86500 m³ Erde. Man ersieht aus diesen Zahlen, daß recht erhebliche Massen bewegt werden müssen; sehr begreiflich, handelt es sich doch um die Schaffung eines natürlichen Sammelbeckens von 126 Mill. m³ Speichermenge und 4,5 Mill. m³ Tageslieferung, aus dem das Wasser den zu versorgenden Gemeinden durch ein ausgedehntes Leitungsnetz zugeführt wird, das zum Teil umfangreiche Tunnelbauten erfordert.

Der Voranschlag, zu dem auch der Zuschlag erteilt wurde, lautete seinerzeit auf 3318990 $ und sieht eine Bauzeit von rd. 3 Jahren, d. h. bis zum 1. Juli 1927 vor. So bemerkenswert die Ausführung wegen ihres Umfanges und der räumlichen Entfernung der einzelnen Baustellen auch ist, so bieten doch die einzelnen Bauwerke an sich in technischer Hinsicht wenig Neues. Um so mehr tun dies die Förder- und Betonierungseinrichtungen, bei denen der Gurtförderer in einem Umfange zur Anwendung gelangt, wie es bisher auch in Amerika, wo man diesem Fördermittel steigende Aufmerksamkeit schenkt[1]), wohl selbst annähernd noch nicht der Fall gewesen ist.

Nach dem in Abb. 1 dargestellten Lageplan geschieht die Zufahrt zu dem das Hauptbauwerk darstellenden Wanaque-Damm von der Distriktshauptstadt Newark-Jersey-City durch die Greenwood-Lake-Strecke der Erie-Eisenbahn und auf gut gepflasterten Straßen; in unmittelbarer Nähe des Dammes befinden sich Dorf und Eisenbahnstation Midvale, unterhalb davon die alten Gebäude einer stillgelegten Papierfabrik, die bereits auf Baugelände lag, Gleisanschluß hatte und deshalb von Unternehmer und Bauleitung für ihre Zwecke benutzt werden konnte. Dies war für Anfuhr und Lagerung von Gerät und Baustoff von entscheidendem Vorteil, da es bei der Förderung nach und innerhalb der einzelnen, weit entfernten Baustellen ohnehin Schwierigkeiten genug zu überwinden gab.

Die Baustellen bilden nach Abb. 1 ungefähr einen Viertelkreis, der das Staugebiet nach Osten und Süden abschließt. Bei den drei Baugruppen wird das Südende des Hauptdammes und der Überlaufmauer von der Wolf-Den-Dammgruppe nur durch einen schmalen Höhenrücken getrennt; die drei Green-Swamp-Dämme liegen jedoch ziemlich weit entfernt, was in Verbindung mit den Geländeverhältnissen und den großen Abmessungen der erstgenannten Bauten die Einrichtung einer besonderen Baustelle wünschenswert machte (vgl. Abb. 1, 5 u. 6). Die Füllmassen werden auf den in Abb. 1 schraffierten Flächen I bis IX gelagert, von denen sich die letztere außerhalb, die anderen sämtlich innerhalb des Staugebietes befinden. Zement und alle Baugeräte werden längs des Hauptdammes untergebracht, den weitaus größten Teil des zu fördernden und zu lagernden Gutes bilden Betonzuschlagstoffe und Füllerde. Die ersteren, wie bereits

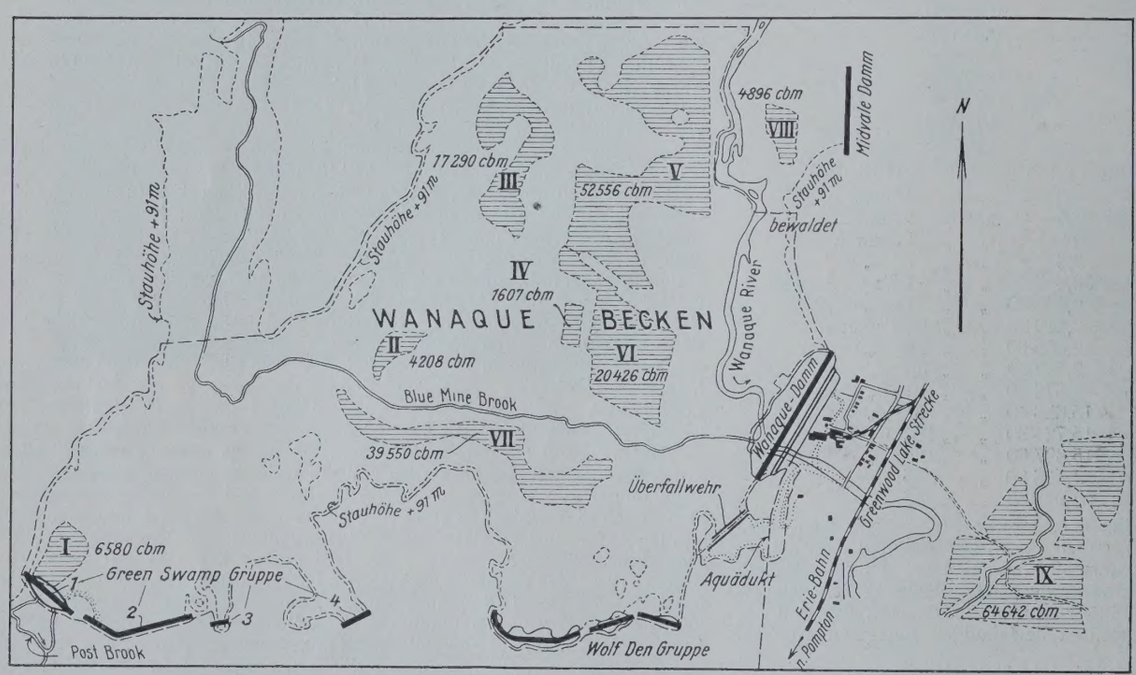


Abb. 1. Lageplan.

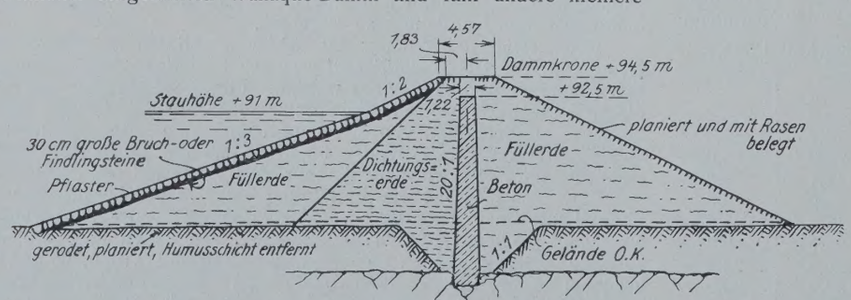


Abb. 2a.

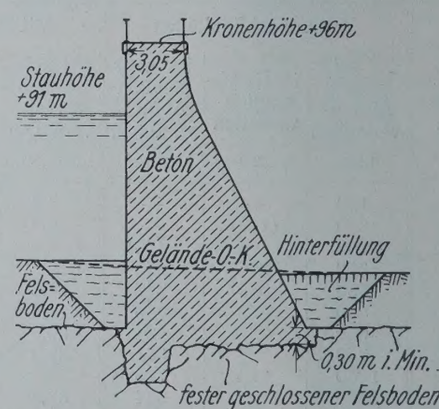


Abb. 2b.

Staumauer- und Dammquerschnitte.

erwähnt, für zwei Staumauern der Green-Swamp-Gruppe und die Kernmauern sämtlicher Dämme, die letztere in zweifacher Beschaffenheit: Nach Abb. 2a ist undurchlässiges Material — Humusboden — an der

[1]) Vergl. a. „Concrete Detroit" 1924, Heft 4, und „Die Bautechnik" 1925, Heft 18: Eine zeitgemäße Betonförderanlage.

Abb. 3. Betonierung der Kernmauer des Wanaque-Dammes.

Wasserseite der Kernmauer, gewöhnliche Füllerde an deren Rückseite und zur Herstellung der flachen, vorderen Böschung unter der mit Soden abgedichteten Pflasterung erforderlich. Mit Ausnahme des Zements können alle Baustoffe an Ort und Stelle gewonnen werden, da das ganze Tal ein für Füllzwecke ohne weiteres brauchbares Kiesgemisch liefert, das nach

Abb. 4. Gurtförderung von Humuserde.

entsprechender Rechenbehandlung auch für Beton zu verwenden ist. Auch der für die undurchlässigen Dammteile erforderliche Humusboden findet sich, freilich ziemlich weit zerstreut und in Schichten von durchschnittlich nur 45 cm Stärke.

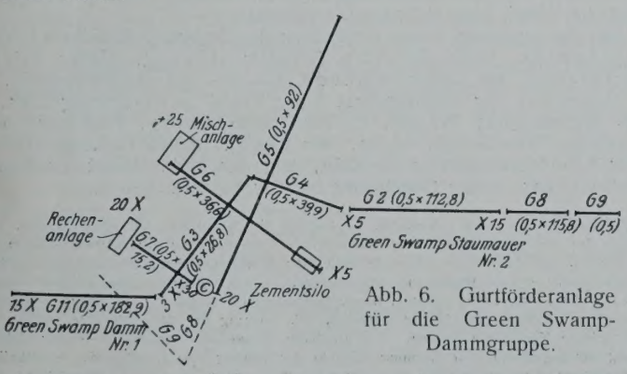


Abb. 6. Gurtförderanlage für die Green Swamp-Dammgruppe.

Durch diese Trennung der drei Baustoffe Beton, Dichtungs- und Füllerde, waren die Bedingungen für Baustelleneinrichtung und Baustofflagerung von vornherein gegeben: Der Wanaque- oder Hauptdamm und die Wolf-Den-Gruppe erlauben wegen ihrer Nähe gemeinsamen Betrieb, dessen Mittelpunkt zufolge reichlichen Materialvorkommens, Eisenbahn- und Straßennähe etwa die Mitte des Hauptdammes bildet; die von ihnen weit entfernte Green-Swamp-Gruppe erfordert jedoch, wie bemerkt, eine besondere Anlage. Für die Fördereinrichtungen entschlossen sich, obschon der bequeme Eisenbahn- und Fahrstraßen-Anschluß zunächst Gleis- und Motorwagenförderung zu empfehlen schienen, wegen der guten Erfahrungen beim Bau des New-Canaan-Dammes für die Stamford-Wasserwerke in Connecticut jedoch Bauleitung und Unternehmer nach dem Vorschlage der Conveying Weigher Co. in New York auch hier zu der Einrichtung einer ausgedehnten Gurtförderanlage. Von ihrem Umfange geben die schematischen Darstellungen Abb. 5 u. 6 sowie die Aufnahmen Abb. 3 u. 4 wenigstens einen annähernden Begriff.

Die in Abb. 5 dargestellte Hauptanlage am Wanaque-Damm besteht aus drei Teilen. Der erste wird gebildet aus den Gurtförderern *M*, *N*, *O* und *P* und reicht von dem im Lageplan Abb. 1 rechts unten ersichtlichen großen Humuslager IX bis zur Ost-, d. h. der Rückwand des Dammes; der zweite Teil besteht aus den 8 Gurten *A* bis *H* und vermittelt die Verbindung der großen Erdlager V und VI mit der West- oder Vorderseite des Dammes, der dritte und letzte Teil endlich — W_1 bis W_{10}, *K* und *J* — besorgt die Betonförderung. Die eingetragenen Zahlen geben Länge und Breite der einzelnen Fördergurte an. Die Gurtbahn *M*—*P*, allein der Humusanfuhr dienend, wird von einer Rampenanlage aus durch Kippkarren beladen, kreuzt zweimal — nach Art einer Hängebrücke an Stahlkabeln aufgehängt — den Fluß, unterfährt Straße und Eisenbahn und überquert auf allmählich ansteigendem Holzgerüst die Kernmauer, hinter der sie ihre Last mittels einer unter 45° geneigten Stahlrutsche in Förderwagen entleert. Nach Abtragung des Humuslagers IX wurde diese Strecke abgebaut und anderweitig verwendet; Abb. 4 zeigt einen Teil davon im Betriebe bei einer Stundenleistung von etwa 130 m³.

Auf der westlichen Dammseite sind die Fördergurte *A* und *B* auf fahrbaren Gerüsten gelagert und entsprechend dem Fortgang der Baggerarbeiten bei Lager V und VI verschiebbar. Von dem etwa 36 m über dem Fluß und damit auch noch über Dammkrone gelegenen Gurt *F* wird Füllmaterial durch die Gurte *G* und *H* übernommen und längs der Dammrückwand eingebracht. Der Betonkies gelangt von *F* über Gurt W_5 zur Rechenanlage; von dieser bringen Gurt W_6 und W_7 Sand und Kies in getrennte Lager, in denen[2]) in tunnelförmig ausgespartem Gang Gurt W_8 läuft, von dem das Gut über Gurt W_9 auf die Höhe der Mischanlage gelangt. Von dieser kommt der fertige Beton auf den Gurten *J* und *K* an die ganze Länge des Dammes bezw. der Kernmauer und wird von ihnen nach Abb. 3 durch Schüttrinnen eingebracht. Der für Zementförderung bestimmte Gurt W_4 bringt in ziemlich starker Steigung den Zement in Säcken aus den Eisenbahnwagen längsseits des Zementsilos; für eine unter Umständen wünschenswerte Erweiterung der Anlage sind nach Abb. 5 die Gurte W_1 und W_2 vorgesehen.

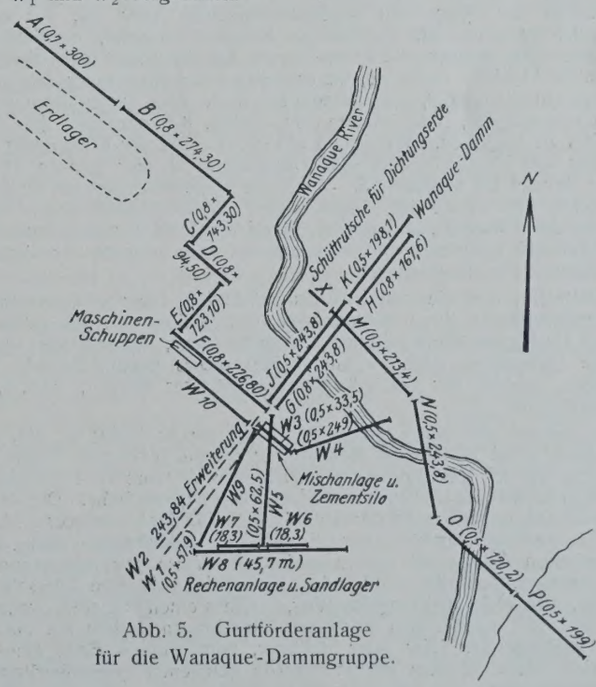


Abb. 5. Gurtförderanlage für die Wanaque-Dammgruppe.

Die Darstellung der Gurtförderung für die Green-Swamp-Dammgruppe nach Abb. 6 ist nach dem oben Gesagten ebenfalls ohne weiteres ver-

[2]) Vergl. die ähnliche Anordnung der Philipp Holzmann A.-G. beim Bau der Talsperre Muldenberg, wo die Förderwagen ebenfalls in das Innere des Sandlagers einfuhren.

ständlich. Sie dient hier in erster Linie der Betonförderung für die Kernmauern der Dämme I und III sowie für die Vollmauern II und IV und ist in dem Zustande wiedergegeben, in dem die Gurte G_8 und G_9 nach Vollendung des Dammes I von G_{11} abgetrennt und bei G_4 angebaut wurden.

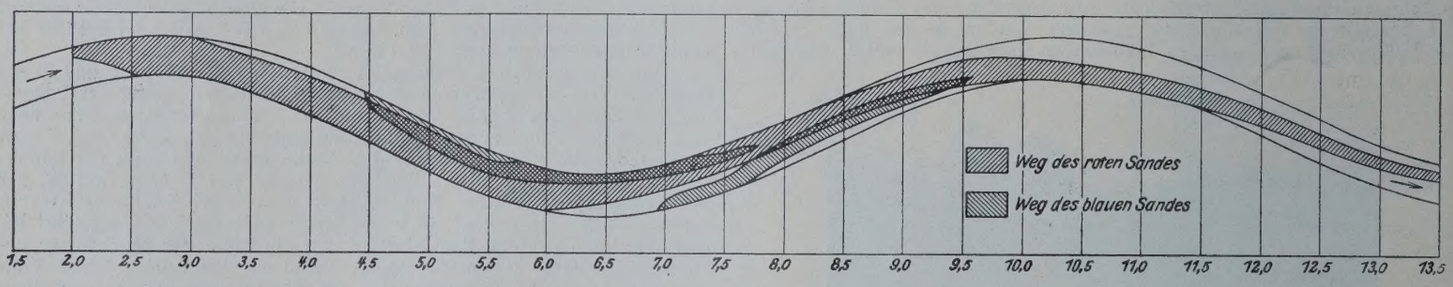
Anlage und Betrieb einer so ausgedehnten Gurtförderanlage erfordern wohl eine gewisse Sorgfalt, bieten jedoch nirgends wirkliche Schwierigkeiten: Die Gurte werden auf einfachen Holzgerüsten oder leichten Eisenfachwerkjochen (Abb. 3) verlegt und können fallen oder ansteigen, wobei natürlich jeder einzelne Gurt eine gerade und ungebrochene Linie bilden muß; soll die Richtung geändert werden, so gibt nach Abb. 5 u. 6 der einer Gut seine Last an einen anderen im entsprechenden Winkel vorbeigeführten ab. Der Antrieb geschieht — je nach Gurtlänge, Steigung und Belastung — durch Motoren von 3 bis 100 PS: Abb. 6 verzeichnet die für jeden Gurt verwendete Motorstrecke; die in Abb. 5 dargestellte lange Gurtstrecke *M—P* erforderte über 100 PS. Die Geschwindigkeit betrug im Mittel 120 m/Min., die größte Steigung der Sand- und Kiesförderer 25%, die der Zementförderer bis zu 44%. Ki.

Bau einer Straßenbrücke über die Netze. Der Kreistag Landsberg a. d. W. beauftragte die Firma Christoph & Unmack, Berlin und Niesky O.-L., mit dem Bau der Straßenbrücke über den Netzefluß bei Zantoch. Es handelt sich um eine Brücke von 102 m Gesamtspannweite mit eisernem Überbau und mit Druckluft abzusenkenden Strompfeilern.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen. Die Abhandlung von Dipl.-Ing. Karl Lüders in der „Bautechnik" 1925, Heft 53, gibt mir zu folgenden Bemerkungen Anlaß.

1. Mein Ausspruch,[1]) daß in Flußkrümmungen das wandernde Geschiebe den kürzesten Weg verfolge, ist nur verständlich und vor irrtümlicher Auffassung bewahrend, wenn er im Zusammenhang mit der ihm vorausgehenden Darlegung wiedergegeben wird. Ich lasse deshalb diese hier unter Wiedergabe der Abbildung, auf die sie Bezug nimmt, wörtlich folgen: „Der rote Sand wurde hart am linken Ufer zwischen den Stationen 2,0 und 3,0 eingebracht. Er schlug sofort mit großer Entschiedenheit den Weg zum gegenüberliegenden Ufer ein, das er bei Station 3,5 erreichte und, sich hart an dasselbe anlegend, bis Station 6,0 begleitete. Und ebenso wie er bei Station 3,0 sich scharf und entschieden vom linken Hohlufer entfernte, tat er solches bei Erreichung des rechten Hohlufers in Station 6,0, um, wiederum nach dem gegenüberliegenden Ufer überschlagend, das letztere bis Station 8,5 oberhalb des linken Hohlufers zu begleiten. Wir sehen die gleiche Art der Wanderung unter Kreuzung des Flußbettes auf den Übergängen in der ganzen weiteren unteren Strecke bis Station 13,5. Auch die Wege des links bei Station 4,5 und rechts bei Station 6,9 eingebrachten blauen Sandes zeigen in Bestätigung des Gesagten, daß der unterhalb der Hohlufer wandernde Sand seine Uferseite beibehält und erst unterhalb des nächsten ausbiegenden Ufers beginnt überzuschlagen."



Man sieht, daß die von Lüders auf S. 742 unter α) 1. geschilderte Sandwanderung in ihren Grundzügen mit meiner vor 25 Jahren gegebenen Darlegung übereinstimmt. Auch bestätigt, wie nebenbei bemerkt sei, die Lüdersche Abb. 10 auf S. 739 meine entsprechenden Beobachtungen, die ich vor fast 18 Jahren an anderer Stelle[2]), Abb. 3, veröffentlicht habe.

Ich stimme aber Herrn Lüders darin bei, daß es richtig ist, die, streng genommen, nicht zutreffende Behauptung vom kürzesten Wege fallen zu lassen, wie ich das übrigens bereits in der im Jahre 1914 erschienenen 1. Auflage meines Handbuches des Wasserbaues getan habe. Die dort gegebene Skizze, entsprechend der Abb. 6 auf S. 737 der Lüdersschen Abhandlung, ist selbstverständlich nur als Schema aufzufassen. Mit diesem schematischen Bilde soll nur in einfachster Weise zur Anschauung gebracht werden, daß die wandernden Sinkstoffe nicht ihre Uferseite beibehalten, also nicht den längsten Weg, sondern einen kürzeren, wenn auch nicht, wie ich zugebe, den kürzesten, einschlagen, indem sie quer von einem ausbiegenden Ufer oder richtiger, vom unteren Ende eines ausbiegenden Ufers zu dem nächst abwärts gelegenen gegenüberliegenden Ufer überschlagen.

2. Obwohl ich der Schöpfer des ersten ständigen Flußbau-Laboratoriums bin, vertrete ich auf Grund meiner langjährigen Erfahrung nunmehr die Meinung, daß die Ergebnisse von Modellversuchen über die Vorgänge in den beweglichen Betten geschiebeführender Flüsse nur dann volles Vertrauen verdienen, wenn sie durch gleichlaufende Beobachtungen in der Natur bestätigt werden.

Ich kann daher Herrn Lüders darin nicht beipflichten, daß eine einwandfreie Nachprüfung von strittigen Fragen über die Vorgänge in beweglichen Flußbetten lediglich durch Versuche im kleinen stattfinden könne. H. Engels.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung: der Direktor bei der Reichsbahn Baumgarten, Berlin; zum Vizepräsidenten einer R. B. D.: der Direktor bei der Reichsbahn Friedrich, Dresden; zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Otto, Dresden, und Foellner, Berlin; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Eugen Burger, Augsburg, und Schumacher, Duisburg; zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnamtmänner Schuchardt, Dresden, Kallenbach, Meiningen, Reisert, Darmstadt, und Krug, Frankfurt (Main), die Werkoberinspektoren Joseph Franke, Schwerte, und Buch, Halle (Saale), der Eisenbahnoberinspektor Stroesner, Ratibor, und der Reichsbahnbaumeister Philipp, Berlin; zum Reichsbahnoberamtmann: die technischen Eisenbahnoberinspektoren Paul Koch und Wienecke, Berlin; zum Reichsbahnamtmann: die Eisenbahnoberinspektoren Zabel, Frankfurt (Oder), Joseph Müller, Elberfeld, Kobe, Erfurt, Racke, Essen, Quente, Leipzig, Streutker, Hannover, Borgschulze, Münster (Westf.), Stock, Stettin, und Stitz, Stuttgart, die technischen Eisenbahnoberinspektoren Willerding, Gleiwitz, Welzenbach, München, und Gschaider, Oppeln, sowie der Eisenbahnbauoberinspektor Max Franke, Duisburg.

Versetzt: die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Rummler, bisher bei der R. B. D. Altona, zur R. B. D. Magdeburg und Zietz, Vorstand des E. B. A. Marienwerder (Westpr.), als Vorstand zum E. B. A. Worms.

Übertragen: den Reichsbahnräten Pfisterer, Vorstand des E. W. A. Schwerin (Meckl.), die Stellung als Werkdirektor des E. A. W. Rostock und Greve, Vorstand des E. W. A. Rostock, die Leitung einer Abteilung beim E. A. W. Rostock.

Preußen. Ernannt: zu Mitgliedern des Technischen Oberprüfungsamts: der Magistratsoberbaurat Petri in Berlin, der ordentliche Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. Hertwig, der Reichsbahndirektor Stäckel von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Dr.-Ing. Stecher von Essen a. d. Ruhr nach Münster i. Westf. als Vorstand des dort neu errichteten Neubauamts, Maaske von Hannover nach Anderten (Bauleitung) und Wolle in Münster i. Westf. an die Regierung daselbst; die Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Schiller von Hannover nach Anderten (Bauleitung), und Marx (W.) von Tapiau an das Wasserbauamt in Steinau a. d. Oder.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Mügge in Münster i. Westf. dem Neubauamte daselbst.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Friedrich Pöppinghaus, Hugo Schmitz, Wilhelm Hosang, Walter Triebel, Otto Thießen und Lothar Swoboda (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Landesbaurat Franz Stahl in Königsberg i. Pr., der Geh. Regierungsrat Dr. phil. Gerhard Hessenberg, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, der Königl. Baurat Heinrich Hübers, früher Landesbauinspektor in Köln, und der Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Rudolf Caesar, früher Oberbaurat bei der E. B. D. Altona.

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1900, S. 358.

[2]) Über den Zweck, den technischen und wirtschaftlichen Wert des Dresdener Flußbau-Laboratoriums. Zeitschr. des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 59. Jahrgang (1907), Nr. 20 bis 22.

INHALT: Rückblick — Ausblick. — Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim. — Zur Kenntnis der Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton. — Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau. — Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken. — Vom Dammbau Festland—Sylt. — Kokskohlenturm von 2000 m³ Inhalt. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau. Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Aachen. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Zur Gebührenordnung der Ingenieure vom 1. Januar 1920 in der Fassung vom 1. Juli 1923. — Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. — Französische Lieferbedingungen für Schienen. — Tragfähigkeit einer Straßendecke aus Beton. — Verwendung des Gurtförderers im großen Stil. — Bau einer Straßenbrücke über die Netze. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 8. Januar 1926 | Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Der Eisenbahnbrückenbau im Jahre 1925.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

Der Eisenbahnbrückenbau konnte im Jahre 1925 mit Nachdruck gefördert werden. Die in Rückstand gekommene Unterhaltung der Eisenbahnbrücken wurde nach Kräften nachgeholt. Viele Eisenbahnbrücken, die durch die auf ihnen verkehrenden Betriebsmittel unzulässig hohe Beanspruchungen erfuhren, wurden verstärkt oder umgebaut. Einzelne Strecken wurden für den Verkehr besonders schwerer Lokomotiven hergerichtet. Für die Berechnung, den Bau und die Unterhaltung der Eisenbahnbrücken wurden neue grundlegende Vorschriften geschaffen. Zur Klärung noch offener Fragen des Brückenbaues und zur Prüfung der Übereinstimmung zwischen Rechnung und Wirklichkeit wurden zahlreiche Versuche auf dem Gebiete des Brückenbaues durchgeführt:

Eiserne Brücken, deren Anstrich zu wünschen übrig ließ, wurden entrostet und zwar vorzugsweise mit dem Sandstrahlgebläse und mit einwandfreien Rostschutzfarben gestrichen. Als Grundlagen für die Beschaffung der Rostschutzfarben und für die Ausführung der Anstriche dienten die im Benehmen mit den größeren Rostschutzfarbenfabriken und dem Reichsbund für das deutsche Malergewerbe herausgegebenen „Vorläufigen besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke", „Vorläufigen besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken" und „Vorläufigen Richtlinien für die Ausführung und Unterhaltung des Anstrichs von Eisenbauwerken". An verschiedenen großen Brücken mit einer großen Anzahl eiserner Überbauten wurden Versuchsanstriche ausgeführt, um die Güte einzelner Rostschutzfarben zu erproben und um die noch offene Streitfrage zu beantworten, ob die Verwendung bleifreier oder bleihaltiger Farben zweckmäßiger und wirtschaftlicher ist. Auch wurde an großen neuen Üb rbauten weiter die Frage zu klären gesucht, ob es zweckmäßiger ist, die Überbauten ohne jeden Anstrich auf der Baustelle anzuliefern, sie nach der Aufstellung mit dem Sandstrahlgebläse zu entrosten und sie dann erst zu streichen oder die Überbauten mit einem Grundanstrich in der Werkstatt zu versehen, sie so zur Baustelle zu schaffen und nach der Aufstellung die Deckanstriche auszuführen.

Bei der Ausbesserung oder Erneuerung schadhafter Bohlenbeläge eiserner Überbauten wurde dem Schutze gegen Brände, die durch aus dem Aschkasten der Lokomotiven fallende glühende Kohlenstücke entstehen können, besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Hölzerne Bohlenbeläge wurden durch feuersichere Anstriche geschützt; an der Stelle von hölzernen Belägen wurden vielfach Eisenbetondielen oder Warzenbleche verwendet. Umfangreiche Versuche zur Feststellung, welche Art der Abdeckung offener Fahrbahnen eiserner Brücken die zweckmäßigste und wirtschaftlichste ist, sind eingeleitet. Auch zur Ermittlung der zweckmäßigsten Lagerung und Befestigung hölzerner Querschwellen auf den Längsträgern sind Versuche im Gange.

Bei Brücken aus Stein und Beton zeigten sich vielfach infolge des Fehlens und großer Mängel der Wasserschutzschichten erhebliche Zerstörungserscheinungen. Hier galt es vor allem, das Übel an der Wurzel zu packen. Es wurden dauerhafte Wasserschutzschichten hergestellt und wirksame Maßnahmen zur Abführung des Wassers getroffen. Bei Gewölben wurden die Wasserschutzschichten nicht auf den Gewölberücken geführt, da sie sonst an den Kämpfern bei späterem Schadhaftwerden zu schwer zugänglich wären, sondern nach Ausfüllung der Gewölbezwickel mit Magerbeton auf die Rücken dieser Ausfüllungen gelegt. Die wasserabweisenden Schichten wurden meist durch eine rd. 4 cm starke Betonschicht gegen Beschädigungen von außenher geschützt. Die Betonschicht wurde ihrerseits durch eine Drahtnetzeinlage gegen die Bildung von Rissen gesichert.

Bei der Herstellung stärkerer eiserner Überbauten unzulässig hoch beanspruchter Eisenbahnbrücken wurden die vorhandenen Überbauten, soweit es technisch durchführbar und wirtschaftlich war, durch Aufnieten neuer Eisenteile auf die alten oder durch Einziehen von Druck- oder Hängegurten oder schließlich durch Einfügen neuer Stützpunkte verstärkt. In den weitaus meisten Fällen war aber eine Verstärkung nicht am Platze. Es mußten neue Überbauten an die Stelle der alten treten. Bei einer großen Anzahl dieser Überbauten ist mit technischem und wirtschaftlichem Erfolge der neu eingeführte hochwertige Baustahl St 48 verwendet worden. Die Ergebnisse der sehr zahlreichen Festigkeitsproben haben die Hoffnungen, die man auf die Festigkeitseigenschaften des neuen Baustoffes setzte, noch übertroffen. Auch in fertigen Überbauten, die schon fast ein Jahr unter einem schweren Betriebe liegen, hat sich der St 48 aufs beste bewährt. Im Jahre 1925 wurden 25 eiserne Eisenbahnbrücken in St 48 fertiggestellt. Zahlreiche andere Brücken, darunter sehr bedeutende über die großen Ströme, werden ebenfalls in St 48 ausgeführt.

In einzelnen Fällen sind eiserne Brücken auch durch steinerne ersetzt worden.

An größeren Brücken, die im Jahre 1925 vollendet sind, seien genannt: Wallgrabenbrücke bei Marienburg, Queisbrücke bei Sagan, Oderbrücke bei Cosel, Warnowbrücke bei Niex, Spreebrücke beim Bahnhof Bellevue in Berlin, Elbebrücke bei Wittenberg, Saalebrücke bei Calbe, Ehlebrücke bei Biederitz, Havelbrücke bei Fichtengrund, Schleibrücke bei Lindaunis, Ruhrbrücke bei Wickede, Mainbrücke bei Klein-Auheim, Nahebrücke bei Münster am Stein, Brücke bei Heilbronn, Brücke bei Horb, Viadukt bei Hornberg.

Folgende größere Brücken sind im Bau begriffen: Warthe- und Oderbrücken bei Cüstrin, Oderbrücke bei Dt.-Nettkow, Havelbrücke bei Potsdam, Elbebrücke bei Meißen, Elbebrücke bei Torgau, Elbebrücke bei Hämerten, Havelbrücke bei Rathenow, Norderelbebrücke bei Hamburg, Sternbrücke in Altona, Emsbrücke bei Weener, Rheinbrücke bei Hochfeld, Moselbrücke bei Güls, Ruhrbrücken bei Mülheim und Kettwig, Murgbrücke bei Rastatt, Lechbrücke bei Hochzoll, Donaubrücken bei Donauwörth und bei Mariaort.

Die im Jahre 1922 erschienenen „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken" (vorläufige Fassung) wurden im Jahre 1925 in endgültiger Fassung als „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" (B E) herausgegeben. Die neue Fassung hat gegenüber der ersten durch Verwertung der Erfahrungen, die man mit der ersten Ausgabe bei den umfangreichen Nachrechnungs- und Entwurfsarbeiten machte, und durch Beachtung mancher wertvoller Anregungen hervorragender Fachmänner eine durchgreifende Umarbeitung erfahren. Um die Einzelheiten des Entwurfes eiserner Überbauten auf eine erprobte einwandfreie Grundlage zu stellen, wurden die „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" (G E) aufgestellt. Diese geben dem Entwurfsverfasser wertvolle Fingerzeige bei der Durcharbeitung eines Entwurfes, ohne seine Bewegungsfreiheit in der Verwendung eigener Gedanken oder den Fortschritt in der konstruktiven Durchbildung zu sehr einzuengen. „Die Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken mit eisernem Überbau" wurden ganz neu bearbeitet und auf die Brücken aus Eisenbeton, Beton und Stein und auf die Hallen und Dächer aus Eisen, Eisenbeton und Holz ausgedehnt. Durch diese Vorschriften ist gewährleistet, daß alle für die Beurteilung der Standsicherheit eines Bauwerkes maßgebenden Zahlen, Berechnungen, Angaben und Zeichnungen jederzeit zur Hand sind und daß über den Unterhaltungszustand jedes einzelnen Bauwerkteiles gewissenhaft Buch geführt wird.

Zur Prüfung der Übereinstimmung von Rechnung und Wirklichkeit und des Verhaltens beim Bruch wurden an zwei ausgebauten Fachwerküberbauten der Wallgrabenbrücke bei Marienburg und an einigen besonders hergestellten Versuchskörpern, die verwickelten Einzelheiten eiserner Brücken nachgebildet waren, unter Mitwirkung des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem Bruchversuche mit eingehenden Messungen vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Versuche lassen Schlußfolgerungen auf die künftige bauliche Durchbildung verschiedener Einzelheiten zu. Die Versuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes zur Feststellung des Verhaltens gedrückter Glieder in eisernen Bauwerken wurden eifrig durch Mitarbeit und Beiträge gefördert.

Um den dynamischen Einfluß der Betriebsmittel auf die eisernen Brücken einwandfrei zu ermitteln, ein Ziel, das zugunsten der Sicherheit und Wirtschaftichkeit der eisernen Brücken erstrebt werden muß, sind eingehende Spannungs- und Schwingungsmessungen an einer großen Anzahl von eisernen Überbauten unter fahrenden Lokomotiven und Zügen geplant. Da es hierzu noch an wirklich einwandfrei arbeitenden Meßinstrumenten fehlt, ist ein Wettbewerb mit ansehnlichen Preisen zur Erlangung eines geeigneten Spannungs- und Schwingungsmessers ausgeschrieben worden. Hoffentlich wird der Wettbewerb den erwünschten Erfolg bringen.

Für Anschauungs- und Lehrzwecke sind zwei Brückenfilme hergestellt worden, der eine stellt den Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über die Spree beim Bahnhof Bellevue in Berlin, der andere die Entstehung einer eisernen Brücke in dem Bureau, in der Werkstatt und auf der Baustelle dar. Die beiden Filme sind auf der Verkehrsausstellung in München schon einem größeren Publikum vorgeführt worden.

Die vorstehenden kurzen Mitteilungen zeigen, daß es dem Eisenbahnbrückenbau trotz der Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse vergönnt gewesen ist, nicht still zu stehen, sondern vorwärts zu schreiten. Möchte das auch im Jahre 1926 so sein!

Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor **H. Kayser**, Darmstadt.

Veranlassung der Versuche: Kranbahnentwurf für Spitzbergen.

Ende 1923 hatte die Firma Heinrich Butzer in Dortmund den Entwurf einer Verladeanlage für einen Kohlenstapelplatz auf Spitzbergen zu bearbeiten, der für die Winterlagerung der wegen Eisganges nicht abfahrbaren Steinkohlen Spitzbergens geplant war. Die 60 m weit gespannte Krananlage für diesen Stapelplatz war bereits in Auftrag gegeben, die Fundamente für die Kranbahn und der Unterbau für den Stapelplatz sollten in Eisenbeton entworfen werden. Es war verlangt, die Bauausführung einschließlich der Erdarbeiten nur in der Zeit von April bis September vorzunehmen, wo man bei Temperaturschwankungen von + 4° bis + 22° eine mittlere Ausführungstemperatur von 10° bis 12° erwarten durfte, und zwar sollten im ersten Baujahr mit Rücksicht auf die Aufstellung der Eisenkonstruktion mindestens 80 m fertige Kranbahn hergestellt werden. Man durfte jedoch hierbei nicht übersehen, daß unerwartete Fröste oder früheres Einsetzen des Winters die Bauzeit unter Umständen unliebsam abkürzen und den frischen Beton schädlich beeinflussen könnten. Außer einer sicheren und doch vorsichtigen Abschätzung der erforderlichen Arbeitszeiten waren daher ausreichende Kenntnisse des Verhaltens von Beton und Eisenbeton bei den auf Spitzbergen üblichen Kältegraden bis zu — 50° vonnöten. Da die Versuche von Prof. Germer (Einfluß niederer Temperaturen (Frost) auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton, Berlin 1911, Verlag der Tonindustrie-Zeitung) sich nur auf Außentemperaturen bis zu — 11° erstreckten, erschienen weitere Frostversuche mit höheren Kältegraden als unumgänglich notwendig nnd auch im wissenschaftlichen Interesse als wünschenswert. Ferner war es wichtig, zu erforschen, ob man etwaige Frostschäden durch Betonzusätze abmindern oder gar verhindern könne, und mit welchen Wasserzusätzen man zweckmäßig arbeiten sollte.

Der Umstand, daß der die Kranbahn tragende Baugrund ewig gefrorener Boden ist, auf dem aufgebaut werden muß, zeitigte weitere Fragen über zweckmäßigen Beton- und Betonierungsschutz gegen aufdringende Bodenkälte und sonstige Schäden durch Tauwasser und Gefrierbewegungen, auf deren Beantwortung hier jedoch nicht näher eingegangen werden soll.

Während dieser sich lange hinziehenden Verhandlungen wurden eine Reihe von Materialversuchen mit Betonwürfeln und -stäben unter Einwirkung hoher Kältegrade geplant und zum Teil in Angriff genommen. Diese Frostversuche wurden aber auch nach dem negativen Ausgang der Verhandlungen in Anbetracht ihrer Wichtigkeit und wissenschaftlichen Bedeutung fortgesetzt, wenn auch leider aus zwingenden Sparsamkeitsrücksichten in ziemlich eingeschränktem Umfange. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden trotzdem nachstehend mitgeteilt und einer kritischen Betrachtung unterzogen, obwohl sie keine vollständige Lösung der gestellten Aufgabe darstellen, da die gewonnenen Erkenntnisse immerhin nicht ohne Bedeutung sind und für spätere Forschungsarbeiten auf diesem Gebiete als wertvolle Grundlage dienen können.

Durchführung der Frostversuche mit Mörtel- und Betonproben bei großen Kältegraden.

Die nachstehend beschriebenen und in ihren Ergebnissen ausgewerteten Versuche wurden nach vorgeschriebenem Programm in der Staatlichen Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Darmstadt durchgeführt. Die in den Tabellen vermerkten Prüfungsergebnisse wurden noch durch graphische Tafeln veranschaulicht, weil durch die sinnfällige Form der graphischen Linien die inneren Zusammenhänge der Ergebnisse klarer und leichter verständlich und besser vergleichbar werden.

Was die Versuche selbst anbelangt, so muß erwähnt werden, daß sie nicht alle gleichzeitig und mit denselben Materialien ausgeführt wurden, weder was den Zement betrifft, noch was die Zuschlagstoffe anlangt. Vielmehr sind zwei Reihen von Versuchen zu unterscheiden, deren jede für sich mit einheitlichen Materialien durchgeführt wurde. Durch die Auswahl der Zementart einerseits, die bei beiden Reihen von der gleichen Firma bezogen wurde und die in beiden Fällen einen ganz ähnlichen Erhärtungsverlauf zeigte, und anderseits durch die Verwendung einander entsprechender Zuschlagstoffe von demselben Bezugsort, von gleichen Korngrößenverhältnissen und gleicher Zusammensetzung und Mischung, können die Versuchsergebnisse der beiden Reihen nicht nur in sich, sondern auch zueinander in Vergleich gesetzt werden.

Schließlich sei noch erwähnt, daß der zur Verfügung stehende Zement, der aus Gründen der Vergleichbarkeit der Ergebnisse bei beiden Versuchsreihen wieder Verwendung finden mußte, von minderer Qualität war, wie die Versuche bewiesen; die absoluten Festigkeitswerte werden bei Verwendung besserer Zemente erheblich größer ausfallen.

Die durchgeführten Versuche gliedern sich in Druck-, Biege- und Haftfestigkeitsversuche. Die Druckfestigkeitsversuche umfassen Mörtel- und Betonproben. Sämtliche Versuchsreihen wurden mit und ohne Si-Stoff-Zusatz (Marke „A.-L.“)[1]) durchgeführt, um Aufschluß über dessen Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften von Mörtel und Beton zu erhalten. Bei allen Versuchsreihen sind zunächst die Festigkeiten bei ungestörter Erhärtung festgestellt worden und im Anschluß hieran die Festigkeiten bei siebentägiger Einwirkung von großer Kälte auf die Versuchskörper. Hierzu wurden die Versuchsstücke in ein Blechgefäß eingeschlossen, das in einer Kältemischung (Eis und Chlorkalzium) eingebettet, sich in einem mittels Eismaschine auf — 25° bis — 28° Temperatur gehaltenen Kühlschrank befand. Durch diese gestaffelte Kältevorrichtung wurden die Versuchstücke, die zur Messung dauernd an Thermoelemente angeschlossen waren, auf — 30° bis 38° abgekühlt (vergl. Abb. 1).

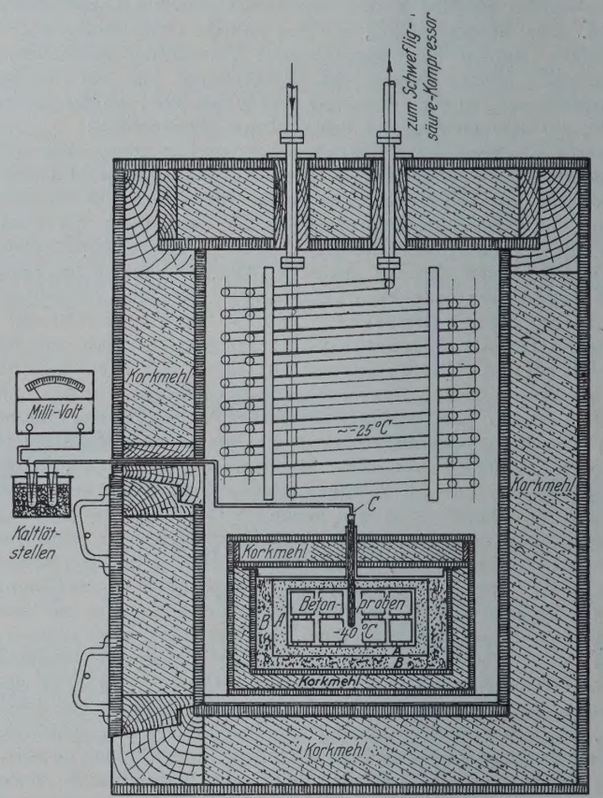


Abb. 1. Anordnung des Kühlschrankes zur Erzielung hoher Kältegrade (bis — 40 ° C).

A = Kältemischung: Chlorkalzium: Eis = 2 : 1.
B = Kältemischung: Chlorkalzium: Eis = 1 : 1.
C = Thermoelement (Eisen-Konstantan).

Die Ablesungen fanden regelmäßig alle 2 Stunden statt, tags und nachts; die Kältemischung wurde alle 2 Tage erneuert, wobei die Temperatur regelmäßig von — 38° auf — 30° zurückging. Die Frostdauer war bei allen Versuchen volle 7 Tage. Bei einigen Betondruckversuchen wurde außerdem der Einfluß von häufigem Temperaturwechsel untersucht (Gruppe 5), in dem die Versuchstücke abwechselnd 1 Tag in den Kälteraum, den nächsten Tag zum Auftauen in einen Raum mit Zimmertemperatur von etwa + 18°, dann wieder in den Kälteraum gebracht wurden. Diese Wechselwirkung von Frost und Wärme auf die Probekörper wurde 7 Tage lang regelmäßig fortgesetzt.

---

[1]) Si-Stoff ist ein sehr feinkörniges, mineralisches Abfallerzeugnis der Alaunfabrikation etwa folgender chemischer Zusammensetzung:

Analyse:	
54,9 %	Si O_2
18,4 „	$Al_2 O_3$
2,1 „	$Fe_2 O_3$
5,4 „	Ca O
0,2 „	Cl
2,3 „	$H_2 SO_4$
0,4 „	Mg
15,3 „	Feuchtigkeit
99,0 %.	

Seine Wirkung auf Zement und Beton ist eine ähnliche wie diejenige des Trasses (vergl. Kayser, Si-Stoff als Zement und Kalkzusatz zur Erhöhung der Festigkeit, Wasserdichtigkeit und Säurebeständigkeit. Tonindustrie-Zeitung 1925, Nr. 15, Berlin NW 21).

In den Schautafeln 1 bis 7 bezeichnen die ausgezogenen Linien den Erhärtungsverlauf ohne Frosteinwirkung, während die gestrichelten Linien den Frosteinfluß bildlich wiedergeben. Die Versuchsreihen mit Si-Stoff-Zusatz sind durch kleine Kreuze (+ + +) kenntlich gemacht. Der Si-Stoff-Zusatz ist grundsätzlich stets in Gewichtsteilen auf den Zement bezogen worden, im übrigen sind die Mischungsverhältnisse teils in Gewichtsteilen, teils in Raumteilen ausgedrückt. Sämtliche angegebenen Festigkeitszahlen sind Mittelwerte aus je 2, bei Gruppe 5 aus je 3, wenig unterschiedlichen Einzelwerten und sind in den Schautafeln durch kleine Kreise angedeutet. Der zwischen Festpunkten gelegene Verlauf der Kurven wurde schätzungsweise angenommen.

A. Druckfestigkeitsversuche.

1. Zementmörtelproben.

Gruppe 1.

Probekörper. Würfel von 7 cm Kantenlänge.
Mischung. Zement: Zementnormensand 1 : 3 mit 0 % bezw. 20 % Si-Stoff-Zusatz und 9 % bezw. 9,5 % Wasserzusatz.
Lagerung. Kombinierte Lagerung.
Ergebnisse.

Tabelle 1.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Frostdauer Tage	Frostfreie Nachrhärtung Tage	Alter Tage	Festigkeiten in kg/cm² bei 0 % Si	Festigkeiten in kg/cm² bei 20 % Si	Festigkeitsänderung durch Si-Stoff in %
I	3	—	—	3	145,5	170,5	+ 20,6
	7	—	—	7	196,0	277,5	+ 41,6
	14	—	—	14	286,5	437,0	+ 52,5
	28	—	—	28	340,0	535,0	+ 57,3
II	3	1	—	4	356,0	429,0	+ 20,5
	3	7	—	10	386,0	475,0	+ 23,1
	3	7	1	11	178,5	187,0	+ 4,8
	3	7	4	14	217,5	268,5	+ 23,4
	3	7	18	28	311,0	375,0	+ 20,6

Zementmörtel mit Normalsand angemacht, wird durch Si-Stoff-Zusatz verbessert; 28 Tage alter Mörtel obiger Mischung und Lagerung mit Zusatz zeigt rd. 57 % Festigkeitserhöhung bei ungestörter Erhärtung, rd. 20 % Festigkeitserhöhung, wenn der Frost nach 3tägiger Vorerhärtung einsetzt; die schädliche Wirkung des Frostes ist auf die Si-Körper relativ größer.

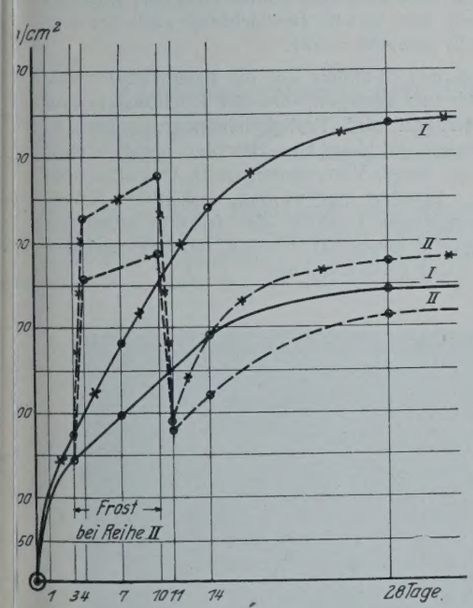
Gruppe 2.

Probekörper. Würfel von 7 cm Kantenlänge.
Mischung. Wie Gruppe 1, jedoch mit 9 % bezw. 10 % Wasserzusatz.
Lagerung. Wie Gruppe 1.
Ergebnisse.

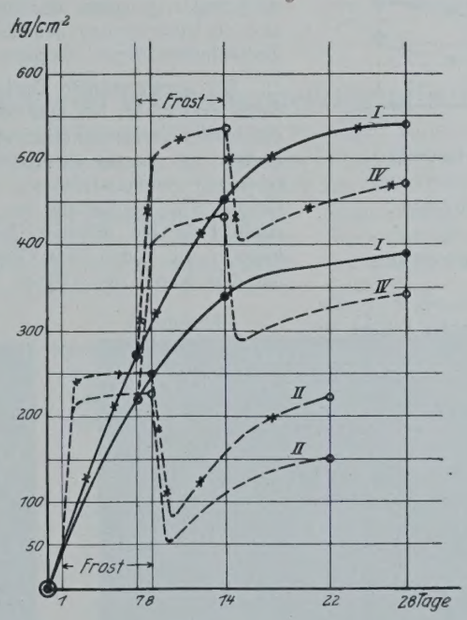
Tabelle 2.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Frostdauer Tage	Frostfreie Nacherhärtung Tage	Alter Tage	Festigkeiten in kg/cm² bei 0 % Si	Festigkeiten in kg/cm² bei 20 % Si	Festigkeitsänderung durch Si-Stoff in %
I	7	—	—	7	217,5	264	+ 21,4
	7	—	7	14	345	457	+ 32,5
	7	—	21	28	393	543	+ 38
II	1	7	—	8	227	252	+ 11
	1	7	14	22	153	223	+ 46
III	3	7	—	10	388	414	+ 7
	3	7	14	24	292	352	+ 21
IV	7	7	—	14	432	536	+ 24
	7	7	14	28	344	472	+ 37
V	21	7	—	28	529	590	+ 12
	21	7	14	42	428	502	+ 17

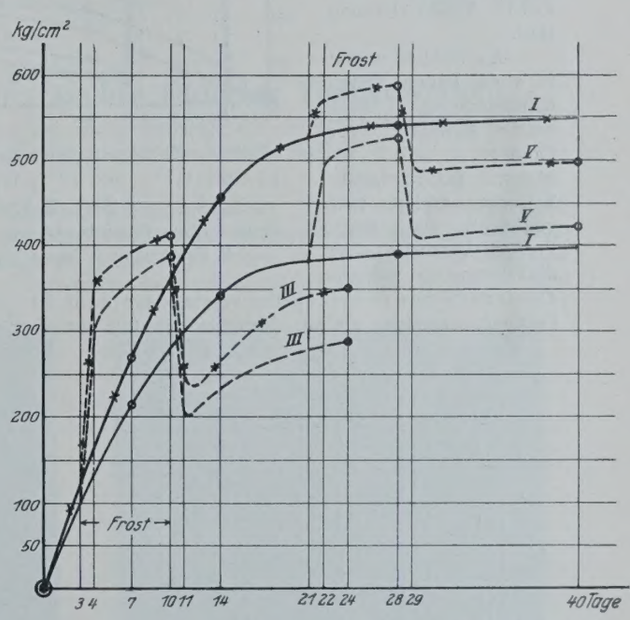
Mit teilweiser Ausnahme der Reihe V erweist sich die Einwirkung von Frost als schädlich. Setzt der Frost bereits 1 Tag nach dem Anmachen bezw. Einstampfen ein, so verringert er die Festigkeit der 28 Tage alten Proben um rd. 60 %! Bei 3tägiger frostfreier Vorerhärtung beträgt



Tafel 1.
Druckfestigkeit: Mörtelproben 1 : 3 mit 9 % bezw. 9,5 % Wasserzusatz.
– * – * – mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II mit Frosteinwirkung.



Tafel 2a. Druckfestigkeit: Mörtelproben 1 : 3 mit 9 % bezw. 10 % Wasserzusatz.
– * – * – mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II Frost nach 1 Tag Vorerhärtung.
„ IV Frost nach 7 Tagen Vorerhärtung.



Tafel 2b. Druckfestigkeit: Mörtelproben 1 : 3 mit 9 % bezw. 10 % Wasserzusatz.
– * – * – mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ III Frost nach 3 Tagen Vorerhärtung.
„ V Frost nach 21 Tagen Vorerhärtung.

Der Einfluß starken Frostes nach 3tägiger Vorerhärtung erweist sich als schädlich; gegenüber den frostfrei erhärteten Proben zeigen sich im Alter von 28 Tagen Festigkeitsminderungen von 8,5 % bei den zusatzfreien Proben, 30 % bei den Si-Stoff-Körpern. Die hohen Festigkeitswerte der gefrorenen Proben am 4. und 10. Tage sind auf die Eisfestigkeit zurückzuführen, geben also keine Eigenfestigkeit des Zementmörtels an. Die Ergebnisse zeigen, daß der Zementmörtel auch während des Frostes, wenn auch wenig, weiter erhärtete.

die Festigkeitsminderung noch rd. 30 %, während sie bei 7tägiger Vorerhärtung nur noch rd. 13 % ausmacht. Frost nach 21tägiger ungestörter Erhärtung wirkt, praktisch genommen, auf Zementmörtel 1 : 3 nicht mehr schädlich ein. Bemerkt sei, daß Gruppe 2 weniger Festpunkte für den Erhärtungsverlauf der einzelnen Reihen besitzt als Gruppe 1; der Kurvenverlauf der Reihen II bis V wurde aus dem entsprechenden Verlauf der Reihe II in Gruppe 1 abgeleitet. Tafel 2a zeigt die Reihen I, II und IV, Tafel 2b die Reihen I, III und V.

Der Si-Stoff-Zusatz wirkt auch hier in allen Fällen festigkeitserhöhend; ebenfalls ist hier der Frostschaden bei den Si-Stoff-Körpern relativ größer.

II. Betonproben.

Gruppe 3.

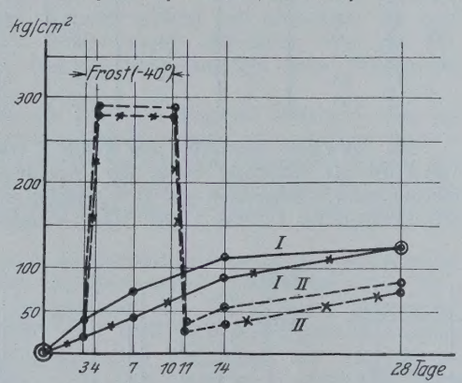
Probekörper. Würfel von 10 cm Kantenlänge.
Mischung. Zement: Rheinsand (0 bis 7 mm Korngr.), Rheinkies (7 bis 14 mm) wie 1 : 5/3 : 10/3; Si-Stoff-Zusatz 0% und 20%; Wasserzusatz 8,7 und 10%.
Lagerung. 1. Tag an der Luft, 2. bis 6. Tag unter feuchten Tüchern, weiterhin an Luft.
Ergebnisse.

Tabelle 3.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Frostdauer Tage	Frostfreie Nacherhärtung Tage	Alter Tage	Festigkeiten in kg/cm² bei 0 % Si	Festigkeiten in kg/cm² bei 20 % Si	Festigkeitsänderung durch Si-Stoff in %
I	3	—	—	3	36,6	16,9	— 54
	7	—	—	7	68,3	39,9	— 42
	14	—	—	14	109,4	86,8	— 20,5
	28	—	—	28	121,0	120,5	— 0
II	3	1	—	4	287,0	274,0	— 4,5
	3	7	—	10	283,0	273,5	— 3,5
	3	7	1	11	30,5	22,3	— 27
	3	7	4	14	49,3	31,5	— 36
	3	7	18	28	79,8	72,5	— 9

Der Frostbeginn nach 3tägiger Erhärtung hatte hier ebenso wie in den Gruppen 1 und 2 eine rd. 30%ige Festigkeitsminderung bei den 28 Tage alten Proben zur Folge. Während der Frostdauer fand keine Weitererhärtung statt.

Der Si-Stoff wirkte in allen Fällen festigkeitsmindernd. Diese nach Kenntnis der Gruppen 1 und 2 zunächst überraschende Tatsache erklärt sich vielleicht wie folgt. Frühere Versuche über die Wirkung von Si-Stoff-Zusatz zu Zementmörtel hatten ergeben, daß bei rd. 20% Zusatz die größte Festigkeitserhöhung eintrat. Mangels Kenntnis entsprechender Zahlen für verschiedene Betonmischungen wurde das Maß von 20% zunächst schematisch beibehalten. Offenbar ist nun dieses Maß des Zusatzes bei den vorliegenden Rohstoffen des Betons ein ungünstiges, da es die Anfangserhärtung verzögert und erst nach etwa 28 Tagen gleiche Festigkeiten wie ohne Zusatz erzielt werden. Der gleiche Einfluß auf die Erhärtung ist auch bei allen folgenden Betonproben mit 20% Zusatz zu beobachten. Weitere zum Teil bereits eingeleitete Versuche müssen feststellen, ob und in welchem Maße durch andere Mengen von Zusatz entsprechend den Mischungsverhältnissen und den Eigenschaften der Rohstoffe des Betons bessere Ergebnisse zu erzielen sind.



Tafel 3. Druckfestigkeit: Betonproben 1 : 5 mit 8,7 % und 10 % Wasserzusatz.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II Frost nach 3 Tagen Vorerhärtung.

Gruppe 4.

Probekörper. Würfel von 10 cm Kantenlänge.
Mischung. Wie bei Gruppe 3, jedoch Wasserzusatz 7,7% bezw. 9,1%.
Lagerung. Vor dem Frost unter feuchten Tüchern, nachher an Luft.
Ergebnisse.

Tabelle 4.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Frostdauer Tage	Frostfreie Nacherhärtung Tage	Alter Tage	Druckfestigkeiten in kg/cm² bei Si-Stoff-Zusatz von 0 %	Druckfestigkeiten in kg/cm² bei Si-Stoff-Zusatz von 20 %	Festigkeitsänderung in %
II	1	7	—	8	211	189	— 10
	1	7	20	28	71,3	60,6	— 15
III	3	7	—	10	276	324	+ 17
	3	7	18	28	123	85	— 31
IV	7	7	—	14	276	324*)	+ 17
	7	7	14	28	116	131	+ 13
V	21	7	—	28	387	404	+ 45

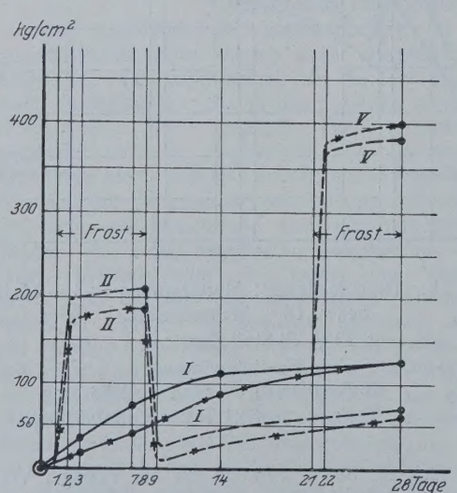
*) Hier versagte die Maschine, bevor der Bruch eingetreten war.

Der Einfluß des Frostes auf die Endfestigkeit nach 28 Tagen ist um so geringer, je später der Frost nach dem Einstampfen einsetzte, je länger also die Vorerhärtung bemessen war, welche Beobachtung auch bei dem Zementmörtelkörper (Gruppe 2) gemacht wurde.

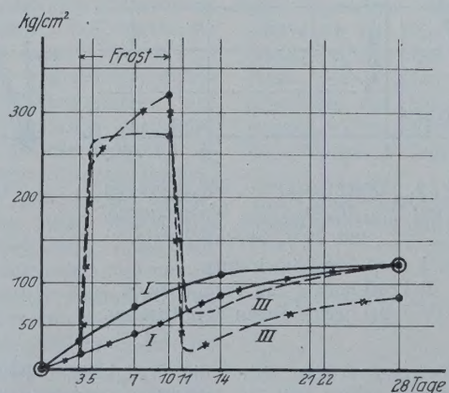
Ein gesetzmäßiger Einfluß des Si-Stoffes auf die Festigkeit ist hier nicht erkennbar; es läßt sich nur aussagen, daß der Erhärtungsverlauf durch den Zusatz zunächst verzögert wird (Festigkeitsminderung bei den Proben mit kurzer Vorerhärtung), nachher eine Beschleunigung erfährt (geringe Festigkeitserhöhung bei langer Vorerhärtungszeit), was schon bei Gruppe 3 zu beobachten war. Erwähnt mag werden, daß in den Schautafeln 4 für die fehlende Bezugsreihe I (Reihe der frostfrei erhärteten Körper) die Reihe I aus Gruppe 3 eingesetzt worden ist, die übrigens mit den Werten der Gruppe 4 gut übereinstimmt.

Gruppe 5.

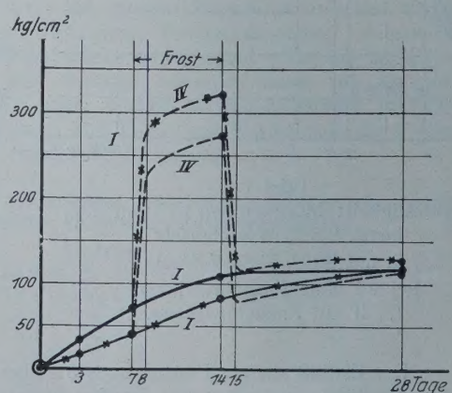
Probekörper, Mischung, Lagerung, Ergebnisse. } wie bei Gruppe 3.



Tafel 4a. Druckfestigkeit: Betonproben 1 : 5 mit 7,7 % bezw. 9 % Wasserzusatz.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II Frost nach 1 Tag Vorerhärtung.
„ V Frost nach 21 Tagen Vorerhärtung.



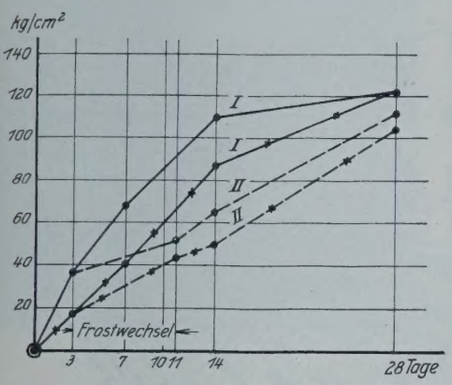
Tafel 4b. Druckfestigkeit: Betonproben 1 : 5 mit 7,7 % bezw. 9 % Wasserzusatz.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ III Frost nach 3 Tagen Vorerhärtung.



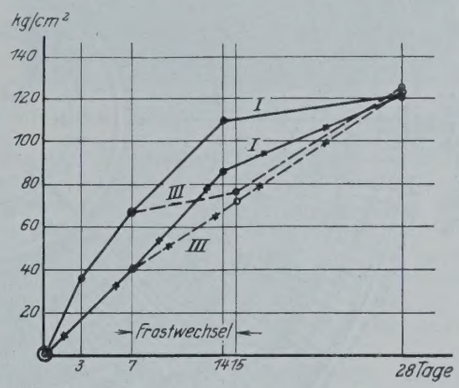
Tafel 4c. Druckfestigkeit: Betonproben 1 : 5 mit 7,7 % bezw. 9 % Wasserzusatz.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ IV Frost nach 7 Tagen Vorerhärtung.

Tabelle 5.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Tägl. Frostwechsel Tage	Frostfreie Nacherhärtung Tage	Alter Tage	Druckfestigkeiten in kg/cm² bei Si-Stoff-Zusatz von 0 %	20 %	Festigkeitsänderung durch Si-Stoff in %
II	3	7	1	11	51,3	44,2	— 13,8
	3	7	4	14	64,8	49,7	— 23,3
	3	7	18	28	110,9	103,3	— 6,9
III	7	7	1	15	76,5	69,7	— 8,9
	7	7	14	28	125,2	121,4	— 3,1



Tafel 5a. Druckfestigkeit: Betonproben 1 : 5 mit 7,7 % bezw. 9 % Wasserzusatz.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II Frostwechsel nach 3 Tagen Vorerhärtung.



Tafel 5b. Druckfestigkeit: Betonproben 1 : 5 mit 7,7 % bezw. 9 % Wasserzusatz.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ III Frostwechsel nach 7 Tagen Vorerhärtung.

Die Versuche hatten den Zweck, festzustellen, welchen Einfluß ein regelmäßiger Frostwechsel auf die Festigkeit der Probekörper hätte. Es wurden Probekörper mit und ohne Si-Stoff-Zusatz untersucht. Der Frostwechsel wurde in der Weise bewirkt, daß die Körper einen Tag in dem Gefrierkasten (— 25°) und den nächsten Tag in warmer Luft (+ 18°) lagen. Der Frostwechsel dauerte 7 Tage. Als Vorerhärtungszeit wurden einmal 3 Tage und einmal 7 Tage angenommen. Die Versuche wurden auf die Bezugsreihe I der Gruppe 3 aufgebaut.

Eine gewisse Überraschung bringen die Ergebnisse bezüglich des Frosteinflusses. Er zeigte sich bedeutend geringer, als zunächst erwartet werden mußte. Das jähe Gefrieren und rasche wiederholte Auftauen, die damit verbundenen, die innerste Struktur des in der frischen Erhärtung begriffenen Körpers angreifenden Arbeitsvorgänge haben den nur 3 Tage vorerhärteten Würfeln nur unwesentlich, den 7 Tage vorerhärteten gar nicht geschadet, wenn man nur die Endfestigkeit nach 28 Tagen ins Auge faßt, die zeitweilige Erhärtungsverzögerung also nicht anrechnet. Die Versuchsergebnisse stehen mit manchen Erfahrungen der Praxis nicht in Einklang, die gezeigt haben, daß auf noch nicht erhärteten Beton ein häufiger Frostwechsel von besonders schädlichem Einfluß ist. Allerdings liegen auch andere Erfahrungen vor, die das Gegenteil zu beweisen scheinen. Dieser Widerspruch ist vielleicht dadurch zu erklären, daß bei der Erhärtung von Betonbauten im Freien während der Frostdauer mitunter Feuchtigkeit in die Poren des Betons eindringt und mitunter nicht. Das in die Poren des Betons gelangte Wasser ist nicht chemisch gebunden, es wird also bei eintretendem Frost sein Volumen vergrößern und, wenn der Beton noch keine genüg nde Festigkeit erhalten hat, diesen zersprengen und zerstören. Findet jedoch die Frosteinwirkung bei trockenem Wetter oder in geschützten Räumen statt, so kann bei genügender Vorerhärtung eine schädigende Wirkung von Feuchtigkeit oder Wasser nicht eintreten. Dieser Erklärungsversuch muß jedoch erst durch später anzustellende Versuche erhärtet werden.

Der Si-Stoff-Zusatz wirkte in allen Fällen festigkeitsmindernd, anfangs in stärkerem, später in schwächerem Maße, also den früheren Ergebnissen entsprechend, so daß im Alter von 28 Tagen die Endfestigkeiten nahezu die gleichen sind wie bei den zusatzfreien Proben. (Schluß folgt.)

Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken.

Vortrag, gehalten am 8. Oktober 1925 bei der Tagung anläßlich des 25jährigen Bestehens des Reichsverbandes des deutschen Tiefbaugewerbes von Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. **Randzio,** Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

An anderen Stellen tritt eine Zerstörung des Mauerwerks nicht infolge Druckes des umgebenden Gebirges ein, sondern durch Auftreten von Mineralwasser und von Gasen, die Kohlenoxyd und Schwefelwasserstoff enthalten. Abb. 21 zeigt Stalaktit nbildung und Auswaschungen, Versteinerungen infolge Auftretens von Mineralwasser. Die in der Abbildung sichtbaren Gebilde sind zum Teil schaumig und zerdrückbar, zum Teil aber auch fest und steinartig. In jedem Falle stellen sie in diesem Umfange eine Gefährdung d s Mauerwerks dar, und es muß für Abhilfe gesorgt werden.

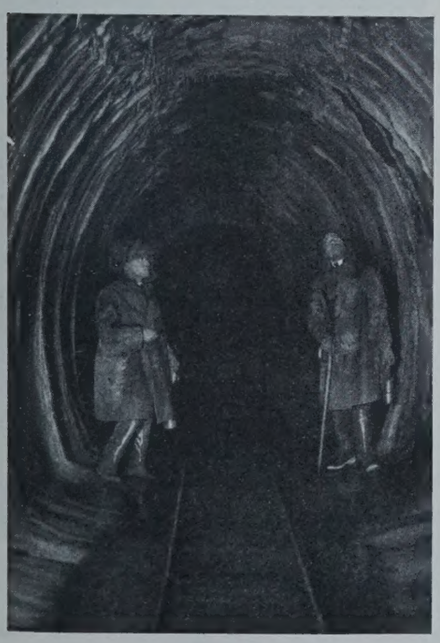


Abb. 21.

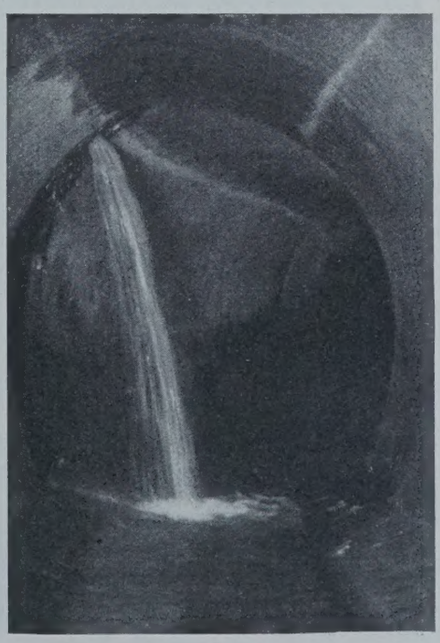


Abb. 22.

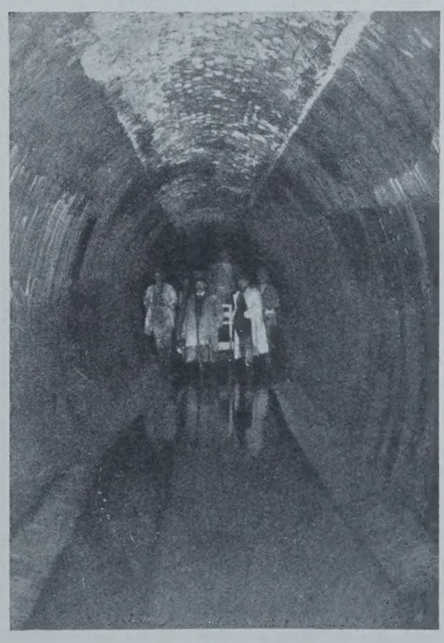


Abb. 23.

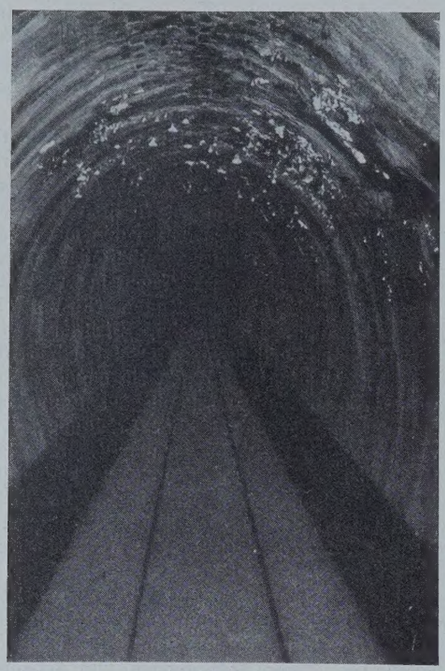


Abb. 24.

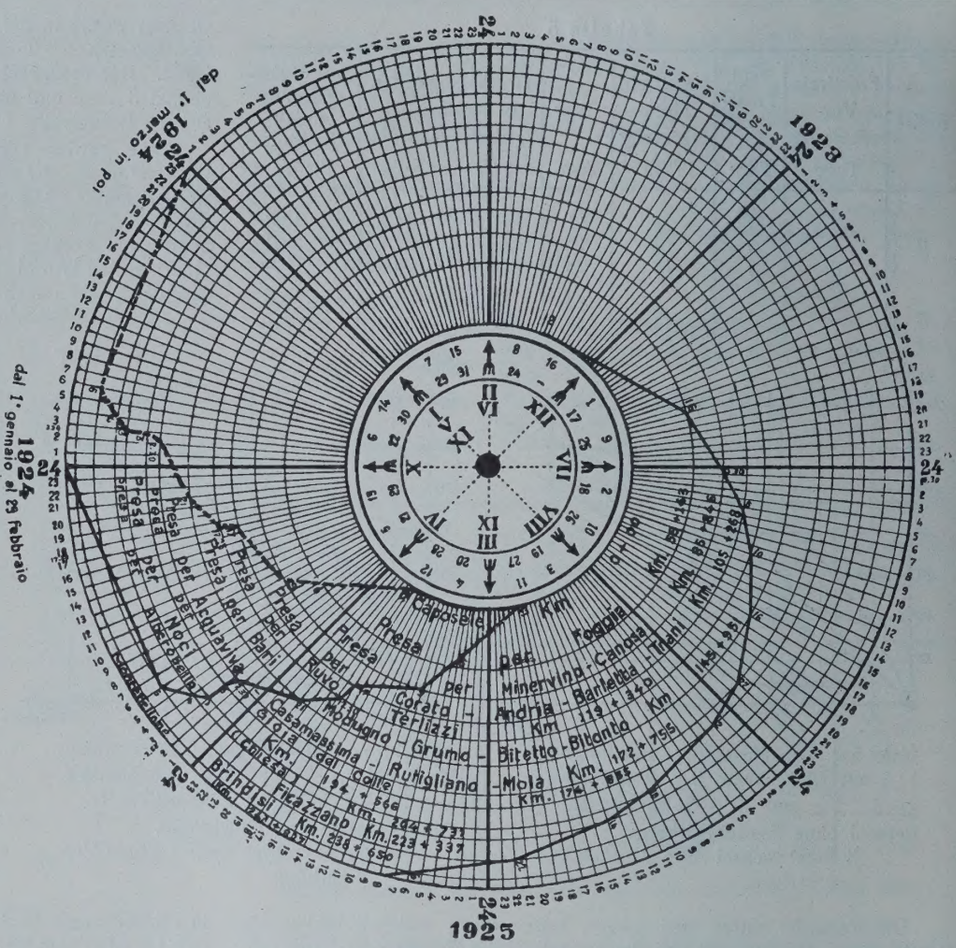


Abb. 25.

An einer Stelle ist es sogar zu einem Wassereinbruch g kommen durch eine Mineralquelle, die trinkbares kohlensäurehaltiges Mineralwasser enthielt (Abb. 22).

Abb. 23 zeigt Rissebildungen infolge durchsickernden Mineralwassers, Abb. 24 Ausblühungen, die pilzartig an den Wänden sitzen, kalkhaltig sind und zunächst weniger Gefahr für das Bauwerk bilden, aber den Verputz zerstören.

Die schon erwähnten Schädigungen durch Gase entstehen dadurch, daß der Schwefelwasserstoff sowohl den Mörtel des Mauerwerks angreift als auch die gerade an den Stellen zum Teil verwendeten Werksteine aus Kalk. Die Gase, die zwar nur in geringem Umfange auftreten, zermürben hier allmählich den Mörtel und die Kalkwerksteine, und auch hier muß teilweise das Mauerwerk systematisch ausgewechselt werden, teilweise einen Schutzanstrich oder Verputz erhalten. Versuche für die zweckmäßigste Ausführung sind noch im Gange.

Die meisten Gasquellen sind bereits gefunden, durch Rohre gefaßt und durch Stopfen verschlossen. Der Druck d s austretenden Gases ist gering. Beim Öffnen der Stopfen strömt das Gas nur so stark heraus, daß man bei vorgehaltener Hand einen Windzug verspürt. Unverdünnt eingeatmet, führt es schon bei den ersten Atemzügen zu Übelkeit und Schwindelanfällen, und im übrigen sind die Wiederherstellungsarbeiten in diesem Abschnitt sehr unangenehm, denn die Gase greifen sämtliche Schleimhäute des menschlichen Körpers an, und die Arbeiter sind gezwungen, nach kurzer Zeit die Arbeit infolge von Entzündungserscheinungen aufzugeben.

Für die Wiederherstellung dieser vielen zerstörten Stellen mußte nun ein ganz besonderes System ausgearbeitet werden, das es ermöglichte, die Wasserleitung teilweise im Betrieb zu lassen und trotzdem

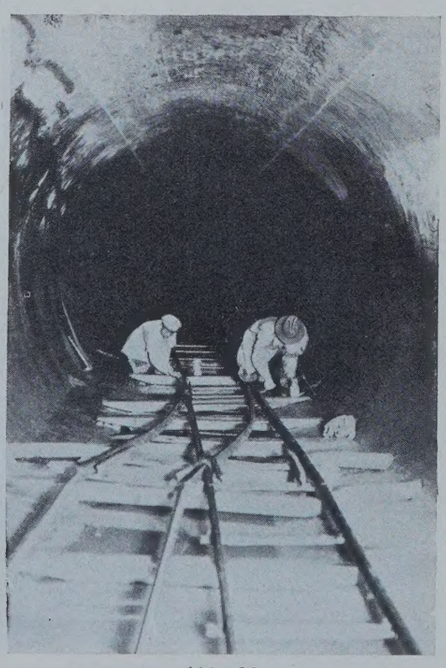


Abb. 26.

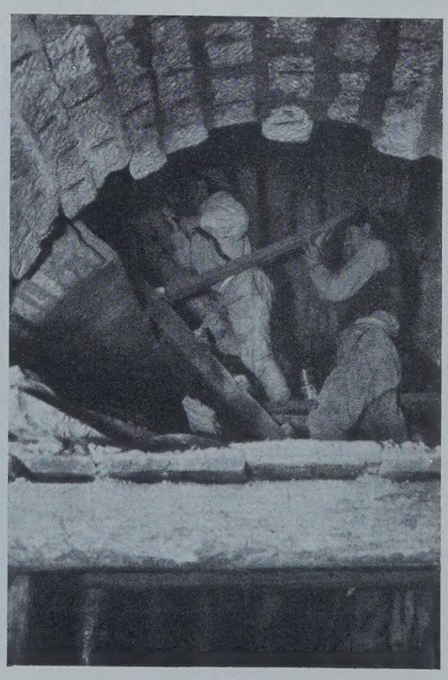


Abb. 27.

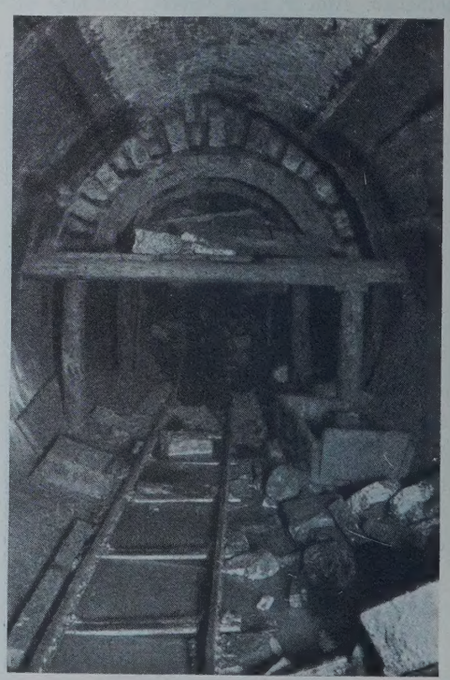


Abb. 28. ponte – Brücke, Gerüst – mit Lehrbogen.

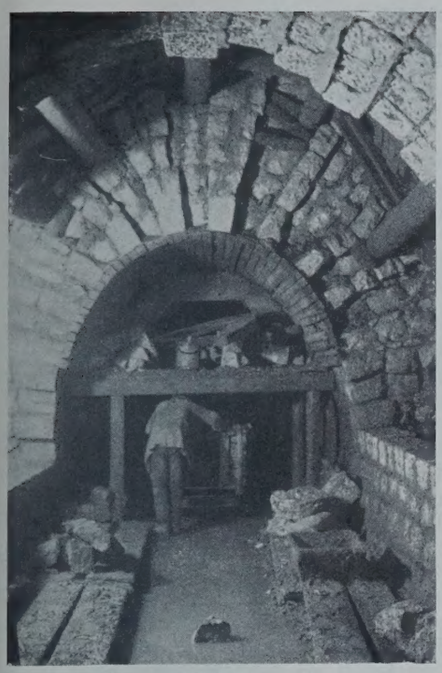


Abb. 29.

Abb. 30.

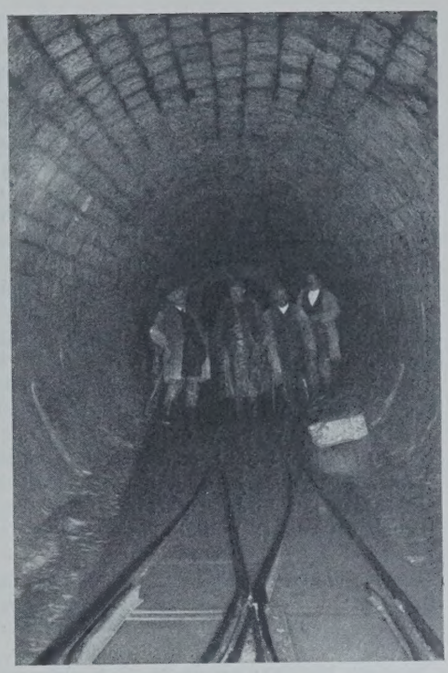


Abb. 31.

die Wiederherstellungsarbeiten ausführen zu können. Abb. 25 zeigt die sinnreiche graphische Darstellung eines Planes, nach dem sich die Arbeiten in dem Hauptkanal zu richten haben. Die Abstände der konzentrischen Kreise bedeuten die Entfernungen von dem Ursprung, von der Quelle bis zu den einzelnen Behältern und Verteilungsstellen. Die Kreissektoren sind Tage, d. h. also, die ganze Kreisscheibe stellt acht Tage dar, und man erkennt so, daß das Wasser von der Quelle bei Caposele bis Brindisi etwa vier Tage braucht, um dorthin zu gelangen, und daß in etwa $2^1/_2$ Tagen der Kanal sich entleert.

Die gestrichelte Lini bezieht sich auf den Sommer, weil im Sommer bei dem erhöhten Wasserbedarf ein Tag mehr für Wasserzuleitung gebraucht wird und ein Tag weniger für die Wiederherstellungsarbeiten. In dem übrigen freien Teil erkennt man die Zeiten, in denen der Kanal frei ist und gearbeitet werden kann.

Die Scheibe in der Mitte ist in Wirklichkeit drehbar und zeigt in Übereinstimmung mit den Sektoren der großen Scheibe Tage, ebenfalls fortlaufend entsprechend der Monatszahl 1 bis 31, und die in der Mitte befindlichen römischen Zahlen bedeuten die Monate. Der dem Monat entsprechende Pfeil muß über der zugehörigen Jahreszahl stehen. Abb. 25 zeigt also, daß im Monat III und IX, also März und September 1925, am 8., 16. und 24. des Monats um 12 Uhr das Wasser in Caposele in die Leitung hineingelassen wird, und daß es dann vier Tage später um 8 Uhr an der letzten Verteilungsstelle angekommen ist, daß im März dann am 11. um 19 Uhr, d. h. also nach unserer Zeitrechnung um 7 Uhr abends, der Wasserzufluß abgestellt wird, und daß am 13. in der Nacht zum 14. um 12 Uhr die ganze Leitung frei ist. Im September einen Tag später.

Es ist also möglich, an Hand dieses Planes jederzeit festzustellen, wann und wo der Kanal frei ist und wann das Wasser darin fließt, wie lange gearbeitet werden kann und wann die Arbeiten möglichst beendet sein müssen. Der Plan hängt, in Größen bis etwa 1 m Durchm., auf jeder Dienststelle aus.

Für die Wiederherstellungsarbeiten sind Dienstgleise gelegt, die selbstverständlich liegenbleiben müssen, auch während des Wasserdurchflusses (Abb. 26).

Es wird das alte Mauerwerk auf Ringlänge von 2 m herausgebrochen (Abb. 27), teilweise, wo nötig, herausgesprengt, dann wird (Abb. 28) ein Lehrgerüst eingebaut. Abb. 28 zeigt übrigens auch die Wirkung des Außendrucks, di hi r eine Spitzbogenform in der First zur Folge hatte.

Die Wiederherstellung geschieht kräftig in Quadernmauerwerk, wie es in Italien üblich ist, mit durchgehenden Querfugen (Abb. 29), nur selten im Verband, stellenweise auch in Backsteinen, dort, wo noch die Einwirkung säurehaltigen Wassers und ähnliches zu befürchten ist oder wo die Beschaffung von Werksteinen Schwierigkeiten macht, Abb. 30 zeigt eine solche Stelle. Man erkennt wieder die durchgehenden Querfugen ohne Verband, ferner im Vordergrunde den technischen Generaldirektor, dessen Sitz in Bari ist, dem sowohl die gesamten noch auszuführenden Arbeiten der Neubauten als auch die Wiederherstellungsarbeiten untersteh n, Commendatore Ing. Manfredonio, links davon den ihm zugeteilten Chefing nieur mit Sitz in Bari, ferner zwei Herren der Verwaltung sowie den Vortragenden.

Abb. 31 zeigt eine fertig hergestellte Ausbesserung mit dem noch darin liegenden Dienstgleis.

Da die Wiederherstellungsarbeiten immer etwa vier Tage dauern und in diesen vier Tagen nur ein Ring von 2 m Länge ausgebrochen und neu gemauert werden kann, so ist es selbstverständlich, daß der Holzeinbau und die Dienstgleise nicht jedesmal entfernt werden können, sondern auch in dem durchfließenden Trinkwasser stehen- bezw. liegenbleiben müssen. Bedenkt man noch, daß die sich während der Wiederherstellungsarbeiten im Stollen bewegenden Personen ihre Arbeitsstellen während der Schicht natürlich nicht verlassen, so kann man sich des Eindrucks nicht erwehren, daß die Hygiene dabei etwas zu kurz kommt. Doch wird daran dort kein Anstoß genommen. Es wird damit begründet, daß das Wasser ja ohnehin Tage gebraucht, um an den Bestimmungsort zu gelangen, und daß es sich dabei auf dem Wege dorthin selbst genügend reinigt. Ob es allerdings vollkommen keimfrei bleibt, muß dahingestellt bleiben; nachteilige Erscheinungen sollen sich bis jetzt nicht gezeigt haben.

Ich möchte übrigens auch an dieser Stelle erwähnen, mit welchem gastfreundlichen Entgegenkommen ich als deutscher Ingenieur und Angehöriger einer deutschen Hochschule gerade hier in Süditalien behandelt worden bin. Man scheint dort auch gern bereit, deutsche Lieferanten zu berücksichtigen. Für deutsche Unternehmungen scheint es allerdings schwerer, dort Aufträge zu erhalten, selbst in Gemeinschaft mit italienischen; vorläufig unmöglich beim Aquedotto Pugliese, da die Bauten und Wiederherstellungsarbeiten in eigener Regie von der Ente Autonomo per l' Aquedotto Pugliese ausgeführt werden, die jetzt ein staatliches Institut ist, mit einem königlichen Kommissar an der Spitze.

Von bemerkenswerten Bauten des Aquedotto Pugliese erwähne ich noch die Unterdückerungen, die Eisenbetondruckleitungen, die zum Teil in einem besonderen Schleuderverfahren der Firma Ingami, Salvini & C., Bari, hergestellt sind, und die Hebewerke, die das Wasser aus der Leitung in die Behälter pumpen. Es gibt an vier Stellen solche mit Dieselmotoren und an weiteren vier Stellen solche mit Francisturbinen. Hier werden Gefällunterschiede in der Leitung ausgenutzt; das Trinkwasser wird also zur Arbeit gezwungen, um einen Teil von sich selbst in die Behälter zu pumpen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung der holländischen Maas.

Neben der Abschließung und Trockenlegung der Zuidersee bildet die Kanalisierung der holländischen Maas eines der großen Wasserbauwerke, die jetzt in den Niederlanden ausgeführt werden. Von der Kanalisierung der Maas und von den Bauten, die hiermit in Zusammenhang stehen, ist ein großer Teil schon fertig. Es erscheint wünschenswert, den Lesern dieser Zeitschrift einige Mitteilungen über diese Bauten zu machen an Hand der Veröffentlichungen in der holländischen Wochenschrift „De Ingenieur" Nr. 17 von 1919, Nr. 1 von 1921, Nr. 26 von 1922 und Nr. 34 von 1925.

Wie bekannt, entspringt die Maas im Nordosten von Frankreich; sie strömt im wesentlichen in nördlicher Richtung und kommt bei Eysden (Abb. 1) in die Provinz Limburg des Königreichs der Niederlande. Von Eysden bis Maasbracht, also auf eine Länge von ungefähr 60 km, bildet die Maas die Grenze zwischen Holland und Belgien, ausgenommen

über eine Strecke bei Maastricht, wo der Fluß ganz auf holländischem Gebiet liegt.

Während die Maas in Belgien zwei bedeutende Nebenflüsse, die Sambre und die Ourthe, aufnimmt, finden sich in Holland nur einige kleine Flüsse und Bäche, die unerörtert bleiben können.

Die Maas hat einen völlig anderen Charakter als der Rhein. Dieser ist ein Gletscherfluß, die Maas hingegen zeigt als reiner Regenfluß große Unterschiede zwischen den niedrigen und den höchsten Wasserständen infolge plötzlicher Änderungen in der abzuführenden Wassermenge. Die niedrigen Wasserstände treten im allgemeinen in den Monaten von Juni bis Oktober auf, die hohen im Winter und im Frühjahr. Wasserstandänderungen bei steigendem Wasser von mehr als 4 m innerhalb einiger Tage sind nicht ungewöhnlich. Die kleinste Abführungsmenge des Flusses ist festgestellt auf 30 m³/Sek., während angenommen werden darf, daß die Abführung beim höchsten Wasserstande der letzten Jahre 3000 m³/Sek. beträgt, was also einem Verhältnis von 1 auf 100 entspricht. Gewöhnlich liegt aber die Abführungsmenge zwischen 80 und 2000 m³/Sek.

Das Steigen des Wassers schreitet fort mit einer Geschwindigkeit von 80 km in 24 Std.; man darf im allgemeinen annehmen, daß das Wasser zwei Tage braucht, um von Maastricht bis Grave zu kommen.

In den letzten Jahren ist der Fluß unterhalb Venlo durch Normalisierung verbessert; Einfluß auf die Wasserstände hat dies aber kaum gehabt.

Was die Ufer betrifft, so ist der Lauf des Flusses in drei Abschnitte zu teilen; der obere Teil von Eysden bis Roermond hat hohe Ufer, die aber ein breites Winterbett frei lassen; von Roermond bis Boxmeer ist das Winterbett sehr schmal: die hohen Ufer liegen ganz nahe dem Fluß; unterhalb Boxmeer hat die Maas die Eigenart aller holländischen Flüsse: die Ufer sind bedeicht; diese dienen aber nur dazu, die Sommerstände abzuwehren: im Winter werden sie überflutet.

Wie aus Abb. 2 hervorgeht, ist das Gefälle sehr wechselnd; während dieses bis Maasbracht 40 bis 50 cm für 1 km beträgt, ist es auf dem untersten Teil nur 6 cm für 1 km. Die Normalisierung unterhalb Venlo hat eine Tiefe von 3 m unter mittlerem Flußstand (M. F.) ergeben oder 1,60 m unter einem sehr niedrigen Wasserstande. Oberhalb Venlo nimmt die Tiefe ab; im Sommer findet man zwischen Venlo und Roermond Stellen, wo nur 80 cm Wasser sind. Weiter hinauf wird es noch schlimmer; in der trockenen Zeit gibt es Stellen, wo das Flußbett fast völlig trocken ist. Bis Venlo ist Schiffahrt möglich, zwischen Venlo und Roermond nur in der Regenzeit; oberhalb Roermond eigentlich nicht. Wirtschaftlich hat die Maas bis jetzt geringe Bedeutung.

Abb. 1.

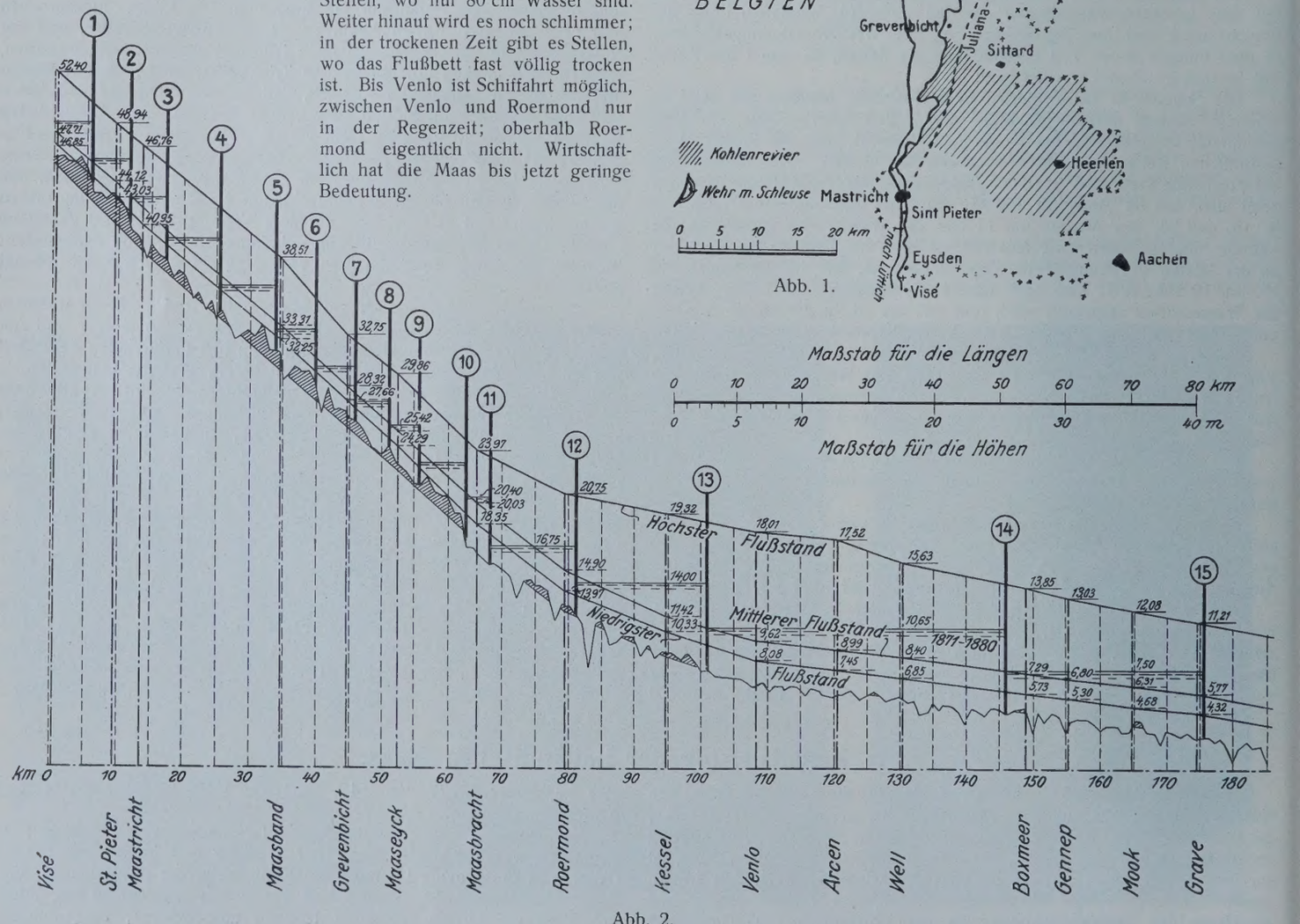


Abb. 2.

Es ist also begreiflich, daß unmittelbar nach der napoleonischen Zeit, als Holland und Belgien noch vereinigt waren, die Industrie an der Maas in Belgien sich stark entwickelte und eine Wasserverbindung von diesem Gebiet mit den Seehäfen sich als nötig erwies, ein Kanal (der Süd-Wilhelms-Kanal, Abb. 1) gegraben wurde (1820 bis 1823). Die Kanalisierung der Maas war ein Werk, dem der Stand der Technik zu jener Zeit noch nicht gewachsen war. Erst im Jahre 1850 wurde im Anschluß an diesen Kanal die weitere Verbindung von Maastricht bis Lüttich fertiggestellt, während in den Jahren zwischen 1850 und 1860 die Maas auf belgisehen Gebiete kanalisiert wurde. Daran schließt sich eine Kanalisierung der Maas auf französischem Gebiet, wo der Fluß in Verbindung mit den französischen Kanälen steht, während in Belgien der Süd-Wilhelms-Kanal mit dem belgischen Kanalnetz verbunden ist. Man besitzt also seit 65 Jahren eine Wasserstraße zwischen den niederländischen Häfen und Antwerpen einerseits und Nordfrankreich und Ostbelgien anderseits, freilich kann diese Straße nur von kleineren Schiffen benutzt werden. Auch hat der Süd-Wilhelms-Kanal zwischen Maastricht und s'Hertogenbosch nicht weniger als 20 Schleusen. Vor Kriegsausbruch hatte denn auch der Verkehr auf dem Kanal die Grenze der Leistungsfähigkeit mit ungefähr 4 Mill. t erreicht. Der Verkehr war so groß, daß es wohl vorgekommen ist, daß ein Schiff 14 Tage gebrauchte, um von einem Ende von Maastricht aus dem Kanal nach Lüttich nach dem anderen Ende in den Süd-Wilhelms-Kanal zu kommen!

Die Entdeckung, daß im südlichen Teile der Provinz Limburg sich auf Tiefen, die für die heutige Bergbautechnik greifbar sind, Kohlen befinden, hat diese Provinz von einem Feldbaugebiet in einen Industriebezirk umgewandelt. Die Entwicklung hat sich sehr schnell vollzogen; es ist somit begreiflich, daß der Drang nach leistungsfähigen Verkehrswegen immer größer wurde. Die Kohlenreviere sind, soweit sie in der Provinz Limburg liegen, in Abb. 1 angegeben; das Gebiet im südlichen Teile der Provinz ist jetzt in vollem Betrieb; mit den Gebieten östlich von Roermond und zwischen Roermond und Venlo ist dies noch nicht der Fall. Man sieht, daß der Süd-Wilhelms-Kanal sehr weit vom Kohlenrevier liegt und außerdem durch die Maas von der Provinz Limburg getrennt ist, während ein großer Teil auf nichtholländischem Gebiete liegt. Was ist nun natürlicher, als daß man die Kanalisierung der Maas in die Hand genommen hat? Da hierfür ein Zusammenwirken mit Belgien nötig war, so wurde von den Regierungen beider Länder im Jahre 1906 ein Ausschuß ernannt, der aus vier belgischen und vier holländischen Wasserbaukundigen bestand. Der Ausschuß hat im Jahre 1912 Bericht erstattet und einen Entwurf ausgearbeite tfür die Kanalisierung der Maas von der holländischen Grenze bei Eysden bis Grave.

Der Bericht bildet noch immer die Richtschnur für die jetzigen und die künftigen Entwürfe, nur mit einer, und zwar wichtigen Ausnahme, nämlich daß von der Kanalisierung der gemeinschaftlichen Maas von Eysden bis Maastricht abgesehen worden ist. Statt dessen soll an der rechten (Ost-) Seite der Maas von Maastricht bis Maasbracht ein Kanal (der Juliana-Kanal) gegraben werden. Noch ist der ursprüngliche Plan verbunden mit zwei neuen Bauten, nämlich dem Maas-Waal-Kanal von Heumen nach Nimw gen, wodurch die kanalisierte Maas mit der Waal (dem Rhein) in Verbindung gebracht wird, und dem Kanal von Wessem nach Nederweert, der eine Verbindung herstellt zwischem dem Kohlengebiete und den Provinzen Nordbrabant und Zeeland im Süden des Königreichs.

Der holländisch-belgische Ausschuß hat untersucht, ob Normalisierung der Maas möglich sei, doch kam man, um eine Tiefe von wenigstens 2,60 m zu erreichen, zu einer Breite von 30 m, was bei der großen Wassergeschwindigkeit unzulässig ist. Auch die Möglichkeit von Staubecken, die im Winter das überflüssige Wasser aufspeichern sollt n, um es im Sommer in den Fluß abzulassen, wurde untersucht; bei einer Tiefe von 4 m hätte das Staubecken eine Fläche von 400 km² bekommen, wofür schon der Grunderwerb weit mehr gekostet hätte als die ganze Kanalisierung. Die einzige Lösung war also Kanalisierung mit Wehren und Schiffschleusen. Feste Wehre hätten die schon zu hohen Wasserstände im Winter erheblich gesteigert, so daß im Interesse der Uf rländereien bewegliche Wehre notwendig sind.

Als Grundlage für den Stauplan ist die Gefällelinie bei M. F. angenommen; die Bodenlinie sollte durch Ausbaggerung gesenkt werden, parall l zu der M. F.-Linie, so daß an der Oberseite der Haltungen eine Tiefe von anfänglich 2,60 m, später von 3 m unter M. F. zur Verfügung stehen würde. Bei Feststellung der Pegel war damit zu rechnen, daß im Interesse der Heukultur die Grundwasserstände nicht zu sehr gesteigert wurden; im allgemeinen ist eine Erhöhung dieser Wasserstände von nicht mehr als 0,50 m zugelassen.

So ist das Längenprofil (Abb. 2) entstanden; die Wehre sind mit den Ziffern 1 bis 15 angegeben. (Es sei hier nochmals betont, daß die Teile 1 bis 10 nicht ausgeführt und nur die Teile 11 bis 15 kanalisiert werden.) Die schraffierten Flächen sind die Ausbaggerungen, die, wie ersichtlich, hauptsächlich im oberen Teil ausgeführt werden sollten und jetzt zum größten Teil unterbleiben können.

Da das Gefälle im oberen Teil d s Flusses, wie erwähnt, 0,40 m/km beträgt, sollten die Wehre bei einer Staustufe von 2 m in ungefähr $2 : 0{,}40 = 5$ km Entfernung kommen. Man hatt nach einem Mittel gesucht, wo die Lage es erlaubte, diese Entfernung zu vergrößern, ohne die Staustufe höher zu machen, indem man nämlich die Schleuse in einen langen Schleusenkanal legte, der in beträchtlicher Entfernung unterhalb des Wehres in den Fluß mündete. Die Schleuse bekommt in solchen Fällen ein größeres Gefälle als das Wehr.

Es ist nötig, die neue Wasserstraße für große Schiffe nutzbar zu machen. Deshalb wurde als Normalschiff gewählt ein Fahrzeug von 2000 t Verdrängung mit iner Länge von 100 m, einer Breite von 12 m und einem Tiefgang von 2,40 m bis 2,80 m. Wenn der Flußboden, der, wie gesagt, anfänglich auf 2,60 m ausgebaggert wird, weiter gesenkt ist, können die Schiffe mit 2,80 m Tiefgang anstandslos zugelassen werden. In Wirklichkeit wird auch schon im Anfang mehr als 2,60 m Tiefe zur Verfügung stehen, da dieses Maß nur vereinzelt an einigen Stellen an der Oberseite der Haltungen vorkommt.

Die Schleusen sind Zugschleusen, d. h. die Kammer kann einen Schlepper mit zwei Schiffen von 2000 t aufnehmen, ohne daß die Schlepptaue gelöst werden müssen. Die Schleusen bekommen eine Schleusentorweite von 14 m, also 2 m mehr als die breitesten Schiffe, eine Höhenlage des Drempels von 3,30 m unter dem niedrigsten zu erwartenden Wasserstand und eine Länge der Kammer von 260 m. Die Br ite der Kammer wird zu 16 m bemessen, so daß zwei der häufig vorkommenden Schiffe von 600 bis 800 t, die eine Breite von 7 bis 7,5 m haben, nebeneinandergelegt werden können. Die Kammer wird durch Mittentore in zwei Teile getrennt; hierdurch ist es möglich, alleinfahrende Schiffe in einer kleineren Kammer zu schleusen.

Anfang 1915 wurden die Kosten der Kanalisierung von Maasbracht bis Grave auf 20 Mill. holl. Gulden veranschlagt, wozu noch $4\frac{1}{2}$ Mill. für den Kanal Wessem—Nederweert und $6\frac{1}{2}$ Mill. für den Maas-Waal-Kanal zuzuschlagen sind, so daß die gesamten Kosten sich auf 31 Mill. holl. Gulden stellen. (Für die Kanalisierung der gemeinschaftlichen Maas von Eysden bis Maasbracht würden diese Kosten auf 40 Mill. holl. Gulden zu erhöhen gewesen sein.) Seitdem haben sich indessen die Preise wesentlich geändert; jetzt (1925) werden die Kosten veranschlagt: $24\frac{1}{2}$ Mill. holl. Gulden für die Kanalisierung, $8\frac{1}{2}$ Mill. holl. Gulden für den Kanal Wessem—Nederweert, $12\frac{1}{2}$ Mill. holl. Gulden für den Maas-Waal-Kanal, im ganzen also $45\frac{1}{2}$ Mill. holl. Gulden, während für den Juliana-Kanal, mit dessen Ausführung erst vor einigen Wochen angefangen ist, auf 23 Mill. holl. Gulden gerechnet wird.

Die Ausführung der verschiedenen Bauwerke soll in einigen weiteren Aufsätzen näher erörtert werden. C. D.

Vermischtes.

Verlagsbuchhändler Georg Ernst Doktor-Ingenieur ehrenhalber. Wir haben die Freude, unseren Lesern mitteilen zu können, daß anläßlich des 75-jährigen Bestehens unseres Verlages, der Firma Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin, die Technische Hochschule Danzig dem Chef der Firma, Herrn Georg Ernst, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften, insbesondere auf dem Gebiete des Bauwesens, die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen hat. Die Schriftleitung.

Hochwertiger Baustahl St 48. Am 15. Dezember 1925 fand bei der Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen unter Vorsitz von Herrn Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper, der die Versammlung einberufen hatte, eine Besprechung statt über die Erfahrungen, die bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im vergangenen Jahre bei den aus hochwertigem Baustahl St 48 hergestellten Brücken gemacht wurden. Es waren vertreten: das Ministerium für Volkswohlfahrt, das Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung und die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, ferner der Verein Deutscher Eisenhüttenleute, der Deutsche Eisenbauverband und der Verein Deutscher Schiffswerften. Welche Bedeutung seitens der Stahlwerke dieser Versammlung beigemessen wurde, geht daraus hervor, daß nicht weniger als 25 Vertreter von Stahlwerken erschienen waren. An der Hand der im Verlag von Julius Springer, Berlin, erschienenen Schrift „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48“ wurde im einzelnen dargelegt, wie der Werkstoff sich bei über 1500 Proben bei der Abnahme gezeigt hat, und es konnte der Genugtuung Ausdruck gegeben werden, daß es den deutschen Stahlwerken gelungen ist, auf Anhieb die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gestellten Abnahmebedingungen mit wenigen Ausnahmen glatt zu erfüllen. Schon im ersten Jahre wurden von allen im Deutschen Reiche gebauten Brücken 40 % aus hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt. Bei der Verwendung hochwertigen Baustahls St 48 an Stelle von gewöhnlichem Flußstahl St 37 wurde bei 12 Brücken mit 5,7 Mill. R.-M. Gesamtkosten eine ganze Million gespart. Selten kann bei einer Neuerung in so kurzer Zeit ein so durchschlagender Erfolg festgestellt werden. Nachdem darauf hingewiesen wurde, daß sich die zulässige Spannung der verschiedenen

Stahlsorten nach der Spannung an der Streckgrenze richtet, einigte man sich dahin, künftig neben den bereits bestehenden Abnahmebedingungen (Bruchspannung $\sigma_B = 48$ bis 58 kg/mm², Bruchdehnung $\delta_{10} \geqq 18\,\%$, Faltversuch 2a) als weitere Abnahmebedingung die Spannung an der Streckgrenze $\sigma_S \geqq 29$ kg/mm² (zunächst für ein Jahr) festzusetzen. Ferner soll künftig das Ausglühen (Normalisieren) der Bleche ausdrücklich vorgeschrieben werden. Eine Verteuerung soll hierdurch nicht eintreten, zumal nach den Angaben der Stahlwerke im letzten Jahre fast alle Bleche schon ausgeglüht angeliefert wurden. Besondere Wichtigkeit muß der einwandfreien Kennzeichnung des St 48 beigemessen werden, um folgenschwere Verwechslungen zu vermeiden. Bis das Ergebnis von Versuchen mit dem Aufwalzen einer Rille auf die ganze Länge der Walzstäbe vorliegt, soll an der seither vorgeschriebenen Kennzeichnung durch weiße Ölfarbenstreifen festgehalten werden. Verwechslungen der Walzblöcke vor den Walzenstraßen soll durch Einstecken von kurzen Eisenstäben in den Walzblock unmittelbar nach dem Guß begegnet werden. Beim Hochbau kommt die Verwendung des hochwertigen Baustahls St 48 vorläufig nur bei größeren Bauwerken in Frage. In diesem Falle soll eine regelrechte Abnahme des Werkstoffs durch Vermittlung des Eisenbahn-Zentralamts stattfinden, es besteht alsdann die Möglichkeit, mit den zulässigen Spannungen höher zu gehen als bei Verwendung von sogenanntem Handelseisen, wodurch die Kosten für das Abnahmeverfahren reichlich aufgewogen werden. Bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ist beabsichtigt, den hochwertigen Baustahl zwecks Gewichtsersparnis auch beim Fahrzeugbau probeweise zu verwenden. Dr.-Ing. Kommerell.

Das Wesen des neuen Baustahls St 48 und seine Bedeutung für den Hoch- und Brückenbau behandelte Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, in einem Vortrage am 14. Dezember 1925 im Architekten- und Ingenieurverein zu Berlin. Drei Phasen unterschied der Vortragende in der Entwicklung des Eisenbaues:[1]) Als entscheidenden Wendepunkt in der Geschichte der Bautechnik vor etwa 150 Jahren die Einführung des Gußeisens im Brückenbau, deren erste Zeugen — die Brücke über den Severn bei Coalbrookdale in England (1776 bis 1779) und die Straßenbrücke über das Striegauer Wasser bei Laasan (1796) — noch heute im Gebrauch sind. Etwa 75 Jahre später der Ersatz des Gußeisens durch das Schweißeisen, gekennzeichnet durch den gegen 1825 in England ausgeführten Bau der Britanniabrücke, der bis 1830 noch eine Reihe weiterer schmiedeiserner Kastenbrücken im Zuge der Liverpool-Manchester-Eisenbahn und erst später auch deutsche Ausführungen folgten. Die Einführung des Flußeisens gegen Ende der 80er Jahre — Weichselbrücke bei Fordon — leitete dann die bis zum Kriege 1914/18 dauernde Blütezeit des deutschen Brückenbaues, das Goldene Zeitalter des deutschen Eisenbaues überhaupt ein.

In den Nöten der Nachkriegszeit entstand im Zusammenwirken der Linke-Hoffmann-Lauchhammer A.-G. und ihres Direktors Heinrich Koppenberg mit der von dem Vortragenden geleiteten bautechnischen Abteilung des Materialprüfungsamtes Dresden der hochwertige Baustahl St 48; geboren aus dem Bedürfnis, durch Qualitätsarbeit der deutschen Allgemeinwirtschaft Werte zu sparen und aus dem Baustoff durch sachgemäß Behandlung den denkbar größten Wirkungsgrad herauszuholen, ist er ein „veredelter", d. h. hochgekohlter Flußstahl.[2])

Durch die mit der Laboratoriumsarbeit parallel gehenden praktischen Versuche der Eisenbauabteilung des genannten Werkes unter Direktor Pieper und das kraftvolle Vorgehen von Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. Schaper und Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell wurden dem neuen Baustoff die Wege geebnet; die alsbald erscheinenden amtlichen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft[3]) und des Ministeriums für Volkswohlfahrt ermöglichten seine Verwendung für Eisenbahnbrücken und im Hochbau, und heute vermag der Baustahl St 48 bereits auf eine Reihe größerer Ausführungen für diese Zwecke zurückzublicken.[4]) An dieser Stelle sei davon nur die neue Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld erwähnt, bei der mit 6300 t St 48 gegenüber den bei St 37 sonst erforderlichen 9000 t eine Kostenersparnis von mindestens 870 000 R.-M. erreicht ist, sowie die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten auf der Strecke Stendal—Berlin.[5])

Alsdann besprach der Vortragende an Hand von Lichtbildern und Vorführung von Versuchskörpern, die von ihm und seinem Mitarbeiter Baurat Dr.-Ing. Findeisen vorgenommenen grundlegenden Dresdener Versuche, die von ihm seinerzeit im „Bauingenieur" 1924, Heft 19, und besonders eingehend durch Kommerell ebenda 1925, Heft 28 u. 29, erörtert worden sind. Mit Recht wurde ferner derjenigen Männer und Firmen gedacht, mit deren Namen die Geschichte des deutschen Eisenbaues unlösbar verbunden ist und die zum Teil auch jetzt wieder an der Wiege des neuen hochwertigen Baustahls gestanden haben: Dortmunder Union, Gutehoffnungshütte, Harkort, Krupp-Rheinhausen, M. A. N.-Gustavsburg und andere.

Das Bestreben zur Gewinnung eines hochwertigen Stahls geht bekanntlich schon in die Vorkriegszeit zurück. Prof. Gehler erwähnte dazu die 1909 in Amerika gewonnenen Eindrücke über die dortigen Versuche mit Nickelstahl. Auch in Deutschland sind bekanntlich in jener Zeit[6]) ebenfalls Bauten in diesem Material ausgeführt, von denen hier die von Krupp 1909 erbaute Chrom-Nickelstahl-Brücke in Essen, die Nickelstahlbrücken der Gutehoffnungshütte in Oberhausen und über den Rhein-Herne-Kanal sowie die Kölner Straßenbrücke über den Rhein aus Fluß- und Nickelstahl erwähnt seien. Daß bei der Knappheit des Nickels heute dieser Weg nicht gangbar ist, erübrigt sich zu begründen; durch die Arbeit deutschen Geistes ist auch aus deutschen Werkstoffen Ersatz geschaffen.

Als einen solchen Ersatz, der zu großen Erwartungen berechtigt, nannte der Vortragende dann den neuen im Boßhardt-Ofen von der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation J. C. Freund gewonnenen sogenannten „Freundstahl", dem eine Reihe weiterer Vorzüge innewohnt:[7]) Als bemerkenswert wurde im Verlauf der späteren Aussprache besonders seine Eignung für die Automobilindustrie erwähnt. Zum Schluß gab Prof. Gehler eine Darstellung von bemerkenswerten Brückenerneuerungen unter Benutzung der alten Überbauten. Unsere Leser finden diesen im Mittelpunkte des Tagesinteresses stehenden Gegenstand in der „Bautechnik" bereits mehrfach behandelt.[8]) Ki.

[1]) Vergl. Kruppsche Monatshefte 1925, Maiheft.

[2]) Vergl. a. „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen", Ic. Besondere Bestimmungen. IIIs. Stahl. VIIe. Eiserne Brücken, ferner:
„Bautechnik" 1924, Heft 22: Schaper, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten;
ebenda Heft 28: Bohny, Die Verwendung hochwertiger Stähle bei eisernen Brücken und Hochbauten;
ebenda Heft 29: Schmuckler, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten;
ebenda Heft 31: Friedrich und Scharf, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten;
ebenda Heft 45: Erlinghagen, LHL Hochbaustahl;
ebenda „ 45: Schaper, Hochwertiger Baustahl;
ebenda Heft 46: Bohny, Hochwertiger Baustahl nach DIN 1000 St < 58;
ebenda Heft 49: Pieper, LHL Hochbaustahl;
ebenda Heft 52: Erlinghagen, Hochwertiger Baustahl. (Bericht auf der Stuttgarter Versammlung des D. E. V.);
ebenda 1925, Heft 7: Erlinghagen, Die Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betr. Verwendung eines hochwertigen Baustahls.

[3]) „Bautechnik" 1924, Heft 55: Erlaß der DeutschenReichsbahn-Gesellschaft vom 10. November 1924 betr. Hochwertigen Baustahl;
ebenda 1925, Heft 15: Die neuen Vorschriften für deutsche Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft;
ebenda (Vermischtes): Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken, Niete aus hochwertigem Baustahl.

[4]) „Bautechnik" 1925, Heft 2: Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken;
ebenda 1925, Heft 2: Brückenbauten der Friedrich-Alfred-Hütte;
ebenda Heft 46: Knittel, Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe.

[5]) „Bautechnik" 1925, Heft 15 u. 16 (Fortsetzung Januar 1926).

[6]) Kruppsche Monatshefte 1925, Maiheft: Erlinghagen, Zur Geschichte des Werkstoffes für eiserne Brücken;
„Bautechnik" 1925, Heft 2: Brückenbauten der Friedrich-Alfred-Hütte.

[7]) „Bautechnik" 1925, Heft 45: Schaper, Ein neuer deutscher Stahl.

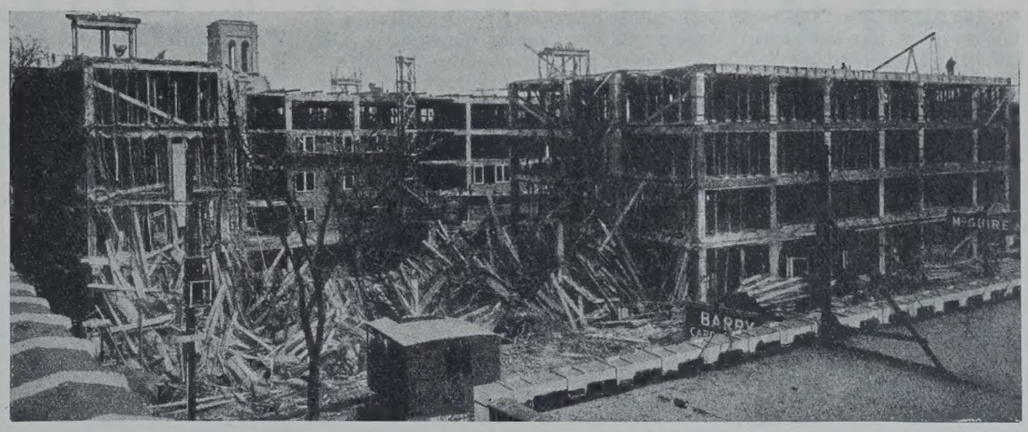
[8]) Vergl. a. Zeitschriftenschau: VIIv Verstärkungen und Umbauten von Brücken
„Bautechnik" 1925, Heft 16: Die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf;
ebenda 1925, Heft 29, S. 407: Verstärkung der Balawali-Eisenbahnbrücke über den Ganges;
ebenda Heft 31: Bohny, Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf;
ebenda Heft 36: Berg, Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten;
ebenda Heft 38, S. 512: Die neu versteifte Hängebrücke bei Lézardrieux;
ebenda Heft 39, S. 524: Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei Omaha;
ebenda Heft 40: Ehrenberg, Der Umbau der Warnow-Brücke bei Niex;
ebenda Heft 54, S. 767: Der Umbau einer großen Donaubrücke bei Aufrechterhaltung des Gesamtverkehrs und ohne Einbau von Notbrücken;
ebenda 1926, Heft 1: Gliß, Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim.
ebenda 1926: Fischmann, Auswechselung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung (in Vorbereitung);
Dörnen, Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst (in Vorbereitung).

Einsturz eines Eisenbeton-Neubaues infolge von Frost. In den Vereinigten Staaten gewinnt neuerdings die Auffassung immer mehr Boden, daß entgegen früheren — namentlich auch in Deutschland vertretenen — Anschauungen die Fortsetzung von Bauarbeiten jeder Art, mithin auch von Betonarbeiten, während der Frostzeit sowohl wirtschaftlich von Vorteil wie technisch unbedenklich ist. Die selbstverständlich erforderlichen umfangreichen Frostschutzmaßnahmen und die bei größerer Kälte unvermeidliche Minderleistung an Arbeit verteuern nach Ansicht maßgebender amerikanischer Unternehmerkreise die Ausführungen nicht so, wie der im Baugewerbe sonst übliche Saisonbetrieb es bisher tat. Das recht umfangreiche Schrifttum der letzten Zeit gibt eine Reihe bemerkenswerter Anregungen hierzu.[1])

Daß aber die Ausführung von Betonbauten im Winter in der Hand unzuverlässiger Unternehmer doch leicht zu Unfällen führen kann, beweist der in Eng. News-Rec. vom 12. November 1925 gemeldete teilweise Einsturz eines in Eisenbetonfachwerk ausgeführten vierstöckigen Miet-

[1]) Vergl. u. a. „Beton u. Eisen" 1925, Heft 1, und „Zeitschriftenschau": Verarbeiten von Beton VI v 2, 5, 6, 8, 10, 12, 30, 31.

wohnhauses in Evanston, Jll. während des Ausschalens. Um $1^1/_2$ Uhr am Nachmittage des 3. November 1925 wurde beim Entfernen der Rüstung des ersten Stockwerkes ein auffälliges Geräusch hörbar und die Arbeitstelle daraufhin sofort geräumt. 3 Minuten später stürzten auf einer Fläche von 16,50 × 22,50 m die Decken sämtlicher Geschosse an der Südwestecke des in Hufeisenform gebauten Baues ein, glücklicherweise ohne Menschenleben zu gefährden.



Ein genaues Bautagebuch scheint von dem Unternehmer, der gleichzeitig der Bauherr war, nicht geführt worden zu sein; nach übereinstimmender Aussage seiner Angestellten und Arbeiter ist der Beton jedoch 20 bis 28 Tage in der Schalung gewesen. Die durchschnittliche Temperatur während dieser Zeit — alle Temperaturangaben bedeuten Celsiusgrade — hat nach amtlichen Feststellungen + 5 ° betragen, doch sind Kältegrade bis zu — 10 ° gemessen worden, und in der Zeit vom 28. zum 30. Oktober — also kurz vor dem Einsturz — herrschte im Mittel eine größte Kälte von — 8 °. Nach den Erfahrungen bei der vor einigen Jahren unter gleichen Verhältnissen gebauten Universität von Illinois glaubte man, für den dabei hergestellten Beton mit einer Mindestfestigkeit von 70 % des bei + 21 ° hergestellten und 28 Tage alten Betons rechnen zu dürfen. Der Unternehmer gibt auch an, die jeweils fertig betonierten Bauabschnitte „einige Tage lang“ (!) durch Überdecken und Aufstellen von Heizkörpern warm gehalten zu haben; es hat sich bei der Besichtigung der Unfallstelle jedoch keinerlei Anhalt für diese Behauptung ergeben. Die nachträglich gewonnenen Proben ergeben keinen besonders guten Beton, wohl hauptsächlich infolge des dafür verwendeten Sandes; immerhin war die Beschaffenheit sowohl der fertigen Mischung wie der Zuschläge nicht so schlecht, daß man ihnen die Schuld an dem Unfall zuschreiben könnte. Übrigens hatte bezeichnenderweise der Unternehmer die üblichen vorherigen Baustoffproben auf der Baustelle unterlassen.

Es dürfte danach einwandfrei feststehen, daß die Ursachen des Einsturzes einerseits in dem durch den Frost verhinderten Abbinden des mangelhaft geschützten Betons zu suchen ist, anderseits in dem infolgedessen viel zu frühen Entfernen der Schalung und Rüstung. Ki.

Betonstraßendecke in Sechseck-Felderteilung. Bekanntlich ist bei allen Pflasterarten und quadratischen oder rechteckigen Betonplatten oder bei denjenigen Straßendecken, bei denen der Beton durch Quer- und Längsfugen in rechteckige oder quadratische Felder geteilt wird, das Brechen und Abbröckeln des Betons an den Ecken auf die Dauer kaum völlig zu vermeiden. Diese Stellen bilden alsdann den Ausgangspunkt schnell weiterwachsender Zerstörungen, wenn nicht rechtzeitig und regelmäßig Ausbesserungsarbeiten vorgenommen werden; es ist also einerseits stetige Aufsicht, anderseits sind häufige und lästige Unterbrechungen des Verkehrs erforderlich. Die Ursache liegt in der rechtwinkligen Form der Ecken, die offenbar weniger Widerstand gegen Druck und Stoß bietet als eine stumpfwinklige Umrißform.

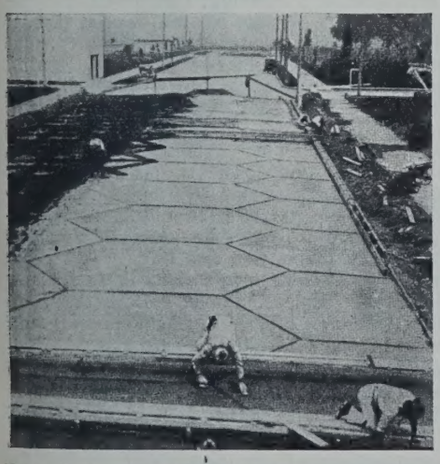


Abb. 1.

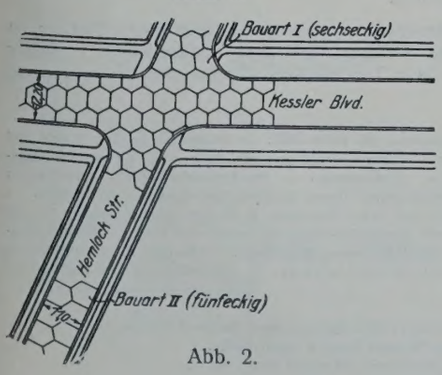


Abb. 2.

Aus diesem Grunde ist der Versuch der schnell wachsenden, erst zwei Jahre alten Industriestadt Longview, Wash. bemerkenswert: Dort sind, wie L. A. Perry in Eng. News-Rec. vom 8. Oktober 1925 berichtet, soeben gegen 334 500 m² Fahrdammfläche mit einer Betondecke versehen, die in sechseckige und fünfeckige Felder von etwa 15,5 m² geteilt ist. Abb. 1 u. 2 zeigen den Pflastergrundriß einer Straßenkreuzung und eine Aufnahme der Ausführung, der umfangreiche Material- und Belastungsversuche vorangingen und die unter sorgfältiger laufender Nachkalkulation und Prüfung der Arbeitszeiten stattfand. Es sind dank geeigneter Betonzusammensetzung nicht nur befriedigende Festigkeiten erzielt worden, die polygonale Abgrenzung der Felder verspricht auch nach den bisherigen Versuchen durchaus den gewünschten Erfolg; Endgültiges darüber wird natürlich erst nach längerer Benutzungsdauer festzustellen sein. Ebenso läßt sich nach unserer Ansicht vorerst über die Wirtschaftlichkeit etwas Abschließendes noch nicht sagen: Die erforderliche Einarbeitung der mit der neuen Pflasterart noch nicht vertrauten Arbeiter dürfte zunächst verhältnismäßig hohe Arbeitslöhne für die Flächeneinheit bedingt haben, was erst in den nächsten Jahren durch erhöhte Gebrauchsdauer ausgeglichen werden soll. Nach dem obengenannten Berichte sind jedoch die Kosten nicht höher geworden als bei einfacher viereckiger Felderteilung. Ki.

Ein 1650 m langes Abwasserrohr auf dem Meeresgrunde. Um die Abführung von Abwässern zu verbessern, hat die Stadt Los Angeles in Kalifornien ein Rohr von 2,10 m Durchm. bis auf 1650 m Entfernung von der Küste, winkelrecht zu dieser, in das Meer hinausführen lassen. Am Ende verzweigt sich dieses Rohr in zwei Arme von 1,5 m Durchm., die 34 und 94 m lang sind. Die Küste ist Stürmen und infolgedessen auch dem Wellenschlage stark ausgesetzt, und der Bau der Rohrleitung mußte daher mit besonderer Vorsicht ausgeführt werden.

Der Anschluß an die Leitung auf dem Lande wurde unter dem Schutze eines Fangedamms hergestellt. Zum Verlegen der Rohre unter Wasser wurde ein 2 m zu 2 m großer Graben teils mit einem Eimer-, teils mit einem Saugbagger ausgehoben. Seine Tiefe wurde häufig durch Lotungen nachgemessen. Je vier Rohre wurden zu einer Einheit zusammengesetzt; ihre Stöße waren mit Bitumen gedichtet. Mit Hilfe eines Krans wurde jede dieser Einheiten an versenkbare Schwimmkörper angehängt, die, 3 m zu 3 m zu 14,5 m groß, zum Einbringen der Rohre an ihre endgültige Verwendungsstelle dienten. Die Schwimmkasten, die 38 t wogen, bestanden aus Blech und hatten fünf Kammern mit Ventilen, die es ermöglichten, daß die Kammern mit Wasser gefüllt werden konnten oder daß das Wasser aus ihnen entfernt werden konnte. So konnten die Schwimmkasten, von denen immer zwei abwechselnd benutzt wurden, zum Verlegen der Rohre versenkt und sodann wieder zum Aufschwimmen gebracht werden. Die Schwimmkasten wurden mit den daran hängenden Rohren an die Verwendungsstelle geschleppt und dort mit Hilfe von Kabeln, die teils am Ufer verankert, teils am Bagger befestigt waren, ausgerichtet. Das nach dem Ufer führende Seil diente zugleich dazu, jede versenkte Rohreinheit gegen die vorhergehende anzudrücken. Wenn die Schwimmkasten in die richtige Lage gebracht waren, wurden sie mit den Rohren versenkt. Taucher gaben beim Versenken der Rohre die einzuhaltende Richtung an, damit die Stöße dicht würden. Nachdem die Rohreinheit verlegt war, wurden die Kabel, mit denen die Schwimmkasten geführt wurden, nachgelassen und diese wieder zum Aufschwimmen gebracht. Sie wurden dann an eine am Ufer hergestellte Ladebrücke geschleppt, von der aus eine neue Rohreinheit an sie angehängt wurde.

Die Vorbereitungen für das Verlegen der Rohrleitungen wurden im August 1923 begonnen und dauerten bis zum April 1924; dann folgte das Anortbringen der Rohre, das im November beendet war. Wkk.

Vortrag über Baukontrolle des Betons. Mit Unterstützung des österreichischen Eisenbetonausschusses wird Prof. Dr. Einagl an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien am 12. Januar d. J., nachmittags 5 Uhr, einen Vortrag über die Baukontrolle des Betons mit praktischen Übungen der Teilnehmer abhalten. Der Besuch des Vortrages steht jedermann gegen Anmeldung bei dem Vortragenden frei und ist besonders allen Baubeamten, Baumeistern und Unternehmeringenieuren zu empfehlen. Der Vortrag soll am 19. und 26. Januar in Wien und späterhin in anderen Städten wiederholt werden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. Herr Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig, der Verfasser der in der „Bautechnik“ 1925, Heft 48/49, unter vorstehender Überschrift erschienenen Abhandlung, sagt darin auf S. 676, daß die von mir gegebene Tabelle für die Überhöhung in Beziehung zum Halbmesser nicht angewendet werde, da sie unpraktisch

sei. Die betreffende Tabelle auf S. 37 meiner Broschüre „Nordamerikanische Betonstraßen“ war bei meiner Abreise von Amerika im Herbst 1924 die Tabelle, nach der drüben fast ausschließlich gearbeitet wurde. Warum sie unpraktisch sein soll, ist mir unverständlich, auch ist Tatsache, daß der praktische Amerikaner stets danach gearbeitet hat. Es ist möglich, daß die Tabelle neuerdings durch etwas anderes ersetzt worden ist — ich weiß das nicht. Man könnte also höchstens schreiben, daß die betreffende Tabelle „nicht mehr“ verwendet wird. Herr Dr.-Ing. Neumann will die Dienstvorschrift des Staates Pennsylvania in den Vordergrund stellen — all right —, aber schlechterdings darf man für Drüben nicht das als Muster hinstellen, was ein einzelner Staat tut oder läßt.

Was das Vibrolithic-Verfahren betrifft, das in Heft 49 auf S. 694 erwähnt wird, so bin ich auch in dieser Hinsicht mit den letzten Erfahrungen von Amerika abgefahren. Noch in der Nr. 1 vom Januar 1925 von „Eng. News-Rec.“ ist genau dieselbe Abbildung enthalten, die die rillenförmige unebene Oberfläche zeigt. Auch erhielt ich noch im Sommer 1925 eine Anzahl von laufenden Mitteilungen der Vibrolithic-Gesellschaft selbst, in denen auch nichts anderes enthalten war.

Darmstadt, 20. November 1925. Dr.-Ing. Kleinlogel.

Die von Herrn Dr.-Ing. Kleinlogel auf S. 37 bis 40 seiner Schrift „Nordamerikanische Betonstraßen“ gemachten Angaben sind aus dem Bulletin 1077 des U. S. Bureau of Public Roads wiedergegeben. Die Bundesbehörde baut aber selbst keine Straßen, sondern verteilt nur die Beihilfen an die Staaten, die die Straßen ausführen. Das Bulletin 1077 wie viele andere ist eine allgemeine Anweisung, welche Gesichtspunkte beim Bau von Betonstraßen anzuwenden sind. Die Staaten ihrerseits haben je nach ihrer technischen Einstellung die Empfehlungen des U. S. Bureau angenommen und für die Zwecke der Praxis weitergebildet. Es liegt mir das Ergebnis einer Umfrage aus den Jahren 1922 und 1924 vor, aus dem ich entnommen habe, daß fast jeder Staat bei der Ausbildung der Kurven und der Überhöhung anders verfahren ist. Die Mehrzahl hat innerhalb bestimmter Halbmessergrößen konstante Überhöhungen eingeführt.

Außer der in meinem Berichte wiedergegebenen Dienstanweisung für den Staat Pennsylvania habe ich noch weitere von anderen Staaten erhalten. Jene schien mir aber die am meisten durchgearbeitete. Sie ermöglicht es, die Kurve in den meisten Fällen gleich abzustecken, während man unter Benutzung der mehr theoretischen Angaben des Bulletin 1077 erst Zwischenrechnungen machen muß. Daraus sowie aus den erhaltenen Unterlagen und auch aus meiner eigenen Erfahrung als Straßenbaufachmann leite ich das Urteil her, daß die Angaben des Bulletin 1077 für die Praxis unmittelbar nicht geeignet, also unpraktisch sind.

Die von mir erwähnte Vibrolithic-Bauweise stellt gegenüber der von Herrn Dr.-Ing. Kleinlogel erwähnten einen Fortschritt dar. Wenn ich in meinem Berichte auf die Kleinlogelschen Beschreibungen hingewiesen habe, so geschah es, wie jeder Leser, der meine Ausführungen sine ira et studio gelesen hat, empfunden haben wird, um mich selbst kürzer fassen zu können.

Wenn ich überhaupt den Kleinlogelschen Bericht mehrfach angeführt habe, so hielt ich mich dazu verpflichtet. Ich halte mich an die Grundsätze, die der Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine vor einigen Jahren aufgestellt hat, deren erster lautet: „Vor Inangriffnahme fachwissenschaftlicher Arbeit genau feststellen, was über den gleichen Gegenstand bereits geschrieben ist“.

Bei Beachtung dieses Grundsatzes darf man sich auf Quellenangaben beschränken und desto mehr seine eigene Auffassung zur Geltung bringen.

Die Leser der „Bautechnik“ muß ich leider noch auf einen Druckfehler in meinem Aufsatze aufmerksam machen. Auf S. 676 muß die Formel lauten:

$$K = \frac{N}{2} + W + 1{,}5 + 1{,}5\,u + \left(\frac{W + \frac{N}{2}}{e} + \frac{1{,}5}{f}\right) u.$$

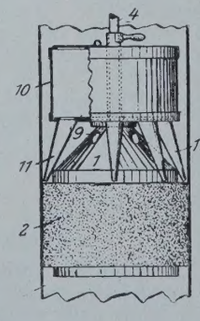
Auch sind in Abb. 3, Fig. 3, auf derselben Seite $\propto \alpha$ und ω zu vertauschen.

Braunschweig, 30. November 1925. Dr.-Ing. E. Neumann.

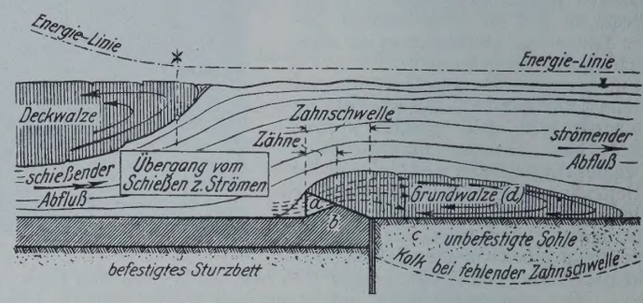
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Überziehen von Ortpfählen aus Beton mit einer bitumenhaltigen Schutzschicht innerhalb des Vortreibrohres (Kl. 84c, Nr. 413 604 vom 16. 2. 1923 von der Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H. in Berlin). — Das Verfahren besteht darin, daß zunächst das Vortreibrohr in den Boden versenkt und hierauf entleert wird. Sodann wird die Innenfläche des Vortreibrohres möglichst gleichförmig unter Anwendung entsprechenden Druckes mit einer flüssigen oder teigartigen bitumenhaltigen Masse bestrichen, und unmittelbar darauf wird der Beton in das Vortreibrohr eingestampft. Die Schutzschicht wird mit dem Beton fest verbunden und durch das Einstampfen des Betons gleichförmig verdichtet. Das Bitumen wird mit einer Bürste aufgetragen, die durch ein Gewicht beschwert und mit Öffnungen für den Durchtritt der Luft versehen ist. Zur Aufnahme des Bitumens ist auf der Bürste ein Behälter mit Abflußeinrichtungen, z. B. Leitschaufeln, angeordnet.



Einrichtung zur Verhütung von Auskolkungen der Sohle von Wasserläufen (Kl. 84a, Nr. 413 708 vom 11. 4. 1924 von Dr.-Ing. Theodor Rehbock in Karlsruhe i. B.). Um die unterhalb des befestigten Sturzbettes am Ende der Deckwalzen auftretenden Auskolkungen der unbefestigten Sohle zu verhüten, müssen die verschieden großen Geschwindigkeiten im Querschnitt des Wasserstroms möglichst schnell dadurch beseitigt werden, daß man die Oberflächengeschwindigkeit verstärkt und die Sohlengeschwindigkeit stromabwärts der Deckwalze verringert. Zu diesem Zwecke



wird am äußersten stromabwärts liegenden Ende des Sturzbettes beim Austritt des Wassers aus der sich über dem Sturzbett bildenden Deckwalze, d. h. schon im beruhigten Wasserstrom, eine niedrige dachförmige Schwelle angeordnet, die stromaufwärts lotrecht oder steil begrenzte, stromabwärts aber sanft abfallende Hähne besitzt. Durch eine solche Zahnschwelle werden die schnellfließenden Wasserfäden dicht über der Sohle sanft nach oben abgelenkt und die erstrebte Geschwindigkeitsregelung erzielt. Unterhalb der Schwelle wird eine Grundwalze mit sanft stromaufwärts gerichteter Sohlenströmung erzeugt, die jede Auskolkung verhütet und sogar schwache Auflandungen vor der Schwelle hervorruft.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Hülsner, Vorstand des E. B. A. Geestemünde, zur R. B. D. Hannover, Dieckhoven, Vorstand des E. B. A. Corbach, als Vorstand zum E. B. A. Coesfeld, Sonne, Vorstand des E. B. A. 3 Allenstein, als Vorstand zum E. B. A. Tilsit, Kleiber, Vorstand des E. B. A. 2 Allenstein, als Vorstand zum E. B. A. Wesermünde, Curtius, Vorstand des E. B. A. Tilsit, als Vorstand zum E. B. A. Gumbinnen, Kirn, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Wormditt, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Robert Köhler, Vorstand des E. B. A. Ortelsburg, als Vorstand zum E. B. A. 2 Allenstein, Putmans, von der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand (auftrw.) zum neuerrichteten Bahnamt Ortelsburg, Angres, vom E. B. A. 2 Coblenz, zur Eisenbahn-Bauabteilung Hannover, Linke, Vorstand des E. B. A. Coesfeld, zum E. B. A. 2 Duisburg, Otto Franke, Vorstand des E. B. A. Lötzen, zum E. B. A. 2 Leipzig, Blume, vom E. B. A. 2 Dortmund zur R. B. D. Essen, Bader, Vorstand des E. B. A. Gumbinnen, zum E. B. A. 2 Cassel, Hardt, von der R. B. D. Köln zum E. Z. A. in Berlin, Echte, vom Neubauamt Borna b. Leipzig, zum Neubauamt Meißen, Lay, von der R. B. D. Halle (Saale), zur R. B. D. Trier, Klockow, Greifswald, nach Rostock als Abnahmebeamter des E. Z. A., Scheffler, Leiter einer Abteilung des E. A. W. Oppeln, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Glückstadt, Zehnder, vom E. A. W. Ludwigshafen, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Neuaubing, Leo Hofmann, vom Maschinenkonstruktionsamt München, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Kaiserslautern, Wölffel, Vorstand des E. V. A. 2 Königsberg (Pr.), als Vorstand zum E. V. A. Insterburg und Legatis, Vorstand des E. V. A. Lyck, als Vorstand zum E. V. A. Marienburg (Westpr.), der Reichsbahnbaumeister Hesebeck, vom E. B. A. Hirschberg (Schles.), zur R. B. D. Breslau, sowie der Eisenbahnoberinspektor Andres, Tilsit, als Vorstand (auftrw.) zum neuerrichteten Bahnamt Lötzen.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Schweth, Essen, die Geschäfte eines Abteilungsleiters bei der dortigen R. B. D. und dem Reichsbahnrat Panke, Vorstand des E. M. A. Lyck, die Leitung des neuerrichteten Bahnamts Lyck.

Überwiesen: der Reichsbahnbaumeister Fraunholz, von der R. B. D. Nürnberg, zum E. A. W. daselbst.

Württemberg. Die ordentliche Professur für Städtischen Tiefbau an der Technischen Hochschule Stuttgart ist dem ordentlichen Professor Dr.-Ing. E. Neumann an der Technischen Hochschule Braunschweig übertragen worden.

INHALT: Der Eisenbahnbrückenbau im Jahre 1925. — Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden. — Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken. (Fortsetzung.) — Die Kanalisierung der holländischen Maas. — Vermischtes: Verlagsbuchhändler Georg Ernst Doktor-Ingenieur ehrenhalber. — Hochwertiger Baustahl St 48. — Wesen des neuen Baustahls St 48 und seine Bedeutung für den Hoch- und Brückenbau. — Einsturz eines Eisenbeton-Neubaues infolge von Frost. — Betonstraßendecke in Sechseck-Felderteilung. — 1650 m langes Wasserrohr. — Vortrag über Baukontrolle des Betons. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 15. Januar 1926 | Heft 3

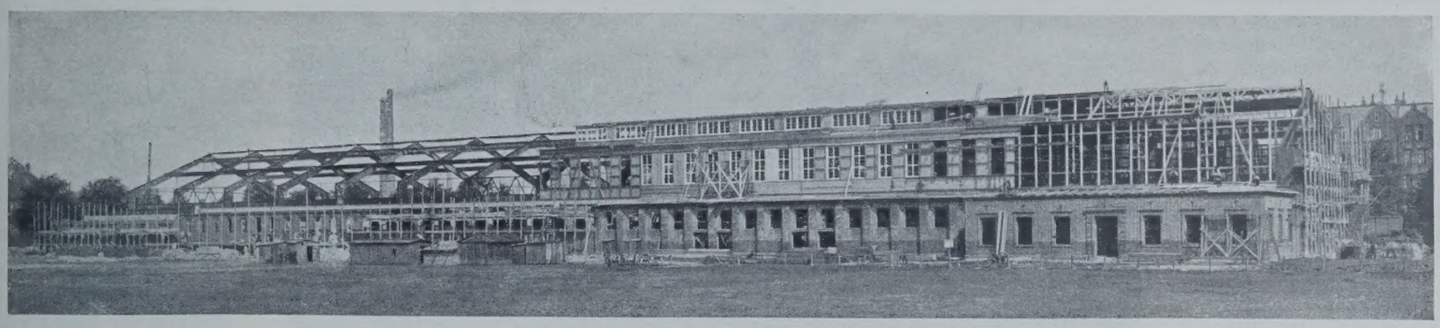


Abb. 4. Ansicht von der Längsseite während der Bauausführung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Haupthalle für die nordische Messe in Kiel.

Von Dipl.-Ing. **Ernst Prinz,** Architekt, B. D. A. und D. W. B.

Das vom Hauptbahnhof Kiel bequem in etwa zehn Minuten zu erreichende ausgedehnte Gelände der nordischen Messe zwischen Eckernförder Chaussee und Gutenbergstraße wird beherrscht durch die nunmehr fertiggestellte dreischiffige Haupthalle, die — an der letztgenannten Straße gelegen — ihre Hauptfront dem für die Ausstellung von landwirtschaftlichen Maschinen, für den Schiffbau, das Baufach und die Fahrzeugindustrie bestimmten 30 000 m² großen Freigelände zukehrt. Der Besucher der Messe gelangt so am besten unter den Eindruck des in rotem, weiß verfugtem Backsteinmauerwerk ausgeführten mächtigen Gebäudes von 170,60 m Länge, 52,60 m größter Breite (bei den Anbauten) und 42 m normaler Breite (im mittleren Teile der Hallenlänge).

Nach Abb. 1 u. 2 ist die normale Breite von 42 m in ein Mittelschiff von 28 m Weite und größter Lichthöhe von 15,55 m und zwei Seitenschiffe von je 7 m Breite und 5,12 m Lichthöhe aufgeteilt: Die Haupttragkonstruktion besteht aus den in 12 m Abstand angeordneten vollwandigen Dreigelenkbogenbindern, die zwei Kranbahnträger und sieben Pfetten aufnehmen. Die Halle ist durch zwei Dehnungsfugen in drei Teile geteilt, von denen jeder einen Verband in einem Binderfelde erhalten hat. Als Baustoff für die Eisenkonstruktion ist Flußstahl St 37 gewählt. Von der Verwendung des in Betracht kommenden Schiffbaustahles St 44 mußte abgesehen werden, da als Bauzeit für den gesamten Bau einschließlich der Planbearbeitung von der Beschlußfassung ab nur $4^1/_2$ Monate zur Verfügung standen.

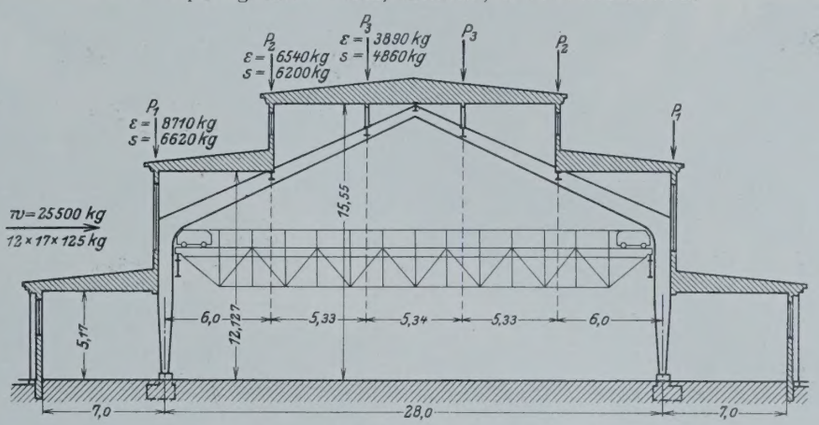


Abb. 2. Querschnitt durch die Halle.

Abb. 3. Giebelfront der Halle.

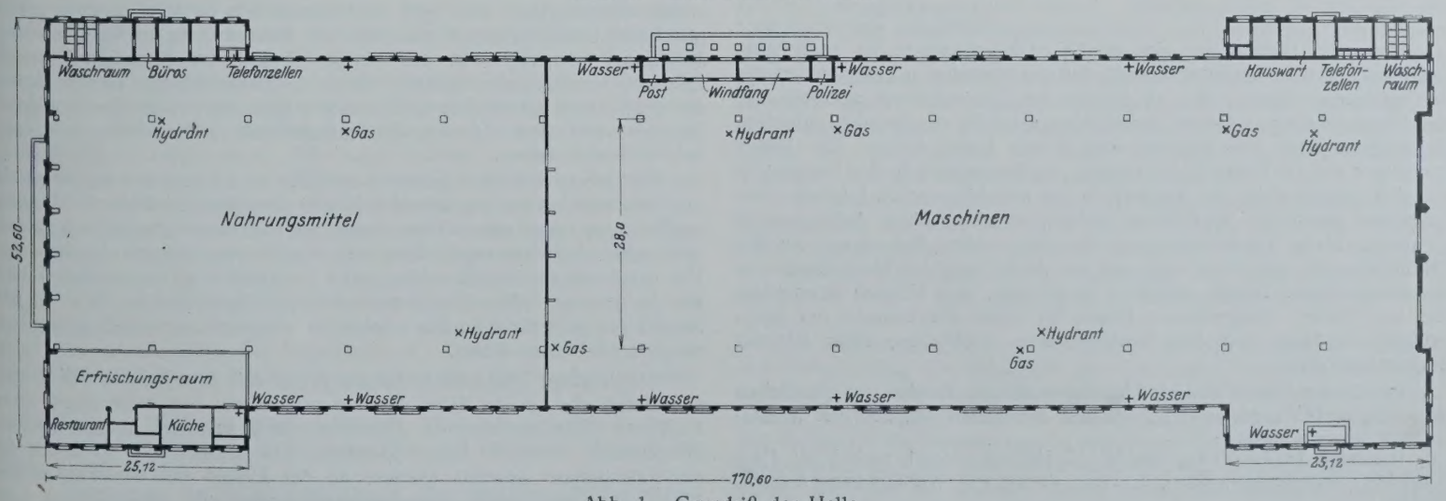


Abb. 1. Grundriß der Halle.

Das nach Abb. 2 u. 3 dreifach gestaffelte Dach und die oberen Seitenwände folgen treppenförmig der Binderform, um trotz der großen Länge des Gebäudes eine gute Raumwirkung zu erzielen und um Fenster in den Dachschrägen zu vermeiden. Ferner wurde für den Querschnitt die gestaffelte Form gewählt, um das Tageslicht durch die senkrechten Wände hineinzuführen, wodurch in der Tat in der ganzen Halle eine reichliche und sehr angenehme Tagesbeleuchtung erzielt werden konnte. Die Seitenwände der höheren Staffeln sind in doppelt verschaltem Holzfachwerk ausgeführt, mit Karbolineum getränkt und grün gestrichen; das Ganze ist mit rot gelackter teerfreier Pappe abgedeckt, als Fußboden dienen Zementplatten 50 × 50 cm. Alle Fenster und Gesimse wurden mit weißer Ölfarbe gestrichen und dienen dadurch ebenso wie die weiße Betonung der äußeren Backsteinfugen zur Belebung des Ganzen. Auch bei der Farbengebung im Innern ist auf eine frische und farbenfreudige Ausstattung Bedacht genommen, wobei aus feuerpolizeilichen Gründen flammensichere Anstrichmittel zu wählen waren.

Der im Mittelschiff vorgesehene Laufkran führt aus dem Wandgiebel der Halle heraus bis über ein dort gelegtes Anschlußgleis. Die Halle soll in der Hauptsache den Zwecken der jährlich zweimal wiederkehrenden Messe dienen:

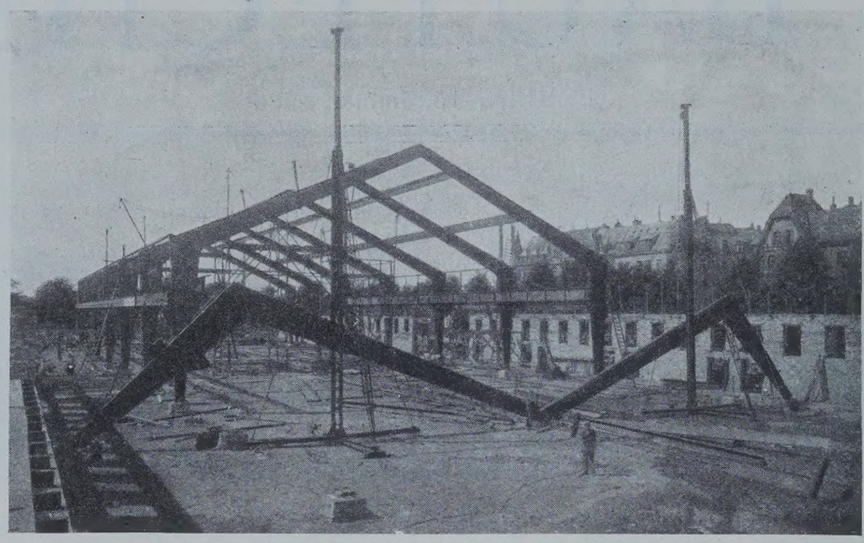


Abb. 5. Zusammenbau der Binder für das Mittelschiff.

Abb. 6. Inneres der Maschinenhalle während der Ausstellung.

Sie ist in erster Linie für die Bedürfnisse der Technischen Messe eingerichtet, vorläufig jedoch noch durch eine Holzwand bei Binder VI quer geteilt in einen größeren Raum für die Maschinenausstellung und in einen kleineren, der Nahrungsausstellung gewidmeten. Mit aus diesem Grunde sind die zwei besonders betonten Haupteingänge an der Lang- und an der Giebelseite angelegt; eine große Reihe weiterer Ausgangstore an den Längsseiten soll namentlich auch bei großen Versammlungen den schnellen und reibungslosen Ausgang aus der Halle gewährleisten. Drei der vier an den Ecken vorgezogenen Flügel (Abbild. 1) enthalten Bureaus, Wasch- und Erfrischungsräume mit Küche sowie eine Hauswartwohnung. In dem vierten Flügel ist der Einbau eines Hörsaales für das landwirtschaftliche Institut der Kieler Universität geplant.

Abb. 4 zeigt eine Ansicht von der Längsseite während der Bauausführung, Abb. 5 den Zusammenbau der Binder für das Mittelschiff, Abb. 6 vermittelt bereits einen Eindruck der in Benutzung befindlichen Maschinenhalle während der Ausstellung.

Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen des Verfassers, der Bau wurde von Kieler Handwerkern, die Eisenkonstruktion von der Firma Gebr. Andersen in Kiel ausgeführt auf Grund eines Vorentwurfes von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Voß.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Sturmfluten der Nordsee an der Wesermündung.

Von Dipl.-Ing. **Otto** in Wesermünde-G. und Regierungsbaumeister **Brandt** in Berlin.

„Allerhilligendag
Nordfreesland woll beklogen mag."

Unter der Bevölkerung der deutschen Nordseeküste ist auch heute noch vielfach der Glaube verbreitet, daß die Sturmfluten besonders häufig an bestimmten Tagen oder zu bestimmten Tagesstunden auftreten und daß ungewöhnlich schwere Sturmfluten einander in ziemlich gleichen Zeiträumen (etwa alle hundert oder fünfzig Jahre) folgen. Die Untersuchungen von Dr. Georg Eilker über „die Sturmfluten in der Nordsee"[1]), die sich ausschließlich auf Angaben in der rein historischen Literatur über besonders schädliche Sturmfluten stützen, scheinen diese Auffassung in gewissem Maße zu rechtfertigen. Bei der großen Bedeutung, die die Sturmfluten für die Anordnung und die Ausführung der Wasserbauten an der Nordseeküste haben, erscheint es geboten, den Versuch zu machen, die von Eilker offengelassene Frage, ob seine Folgerungen der Nachprüfung an Hand von Pegelbeobachtungen stichhalten, einer Klärung entgegenzuführen.

Für diesen Zweck sind als Unterlagen die im Besitze des Staatlichen Wasserbauamts Wesermünde befindlichen Aufzeichnungen über die Wasserstandsbeobachtungen am Pegel zu Geestemünde benutzt worden. Vergleichende Untersuchungen haben ergeben, daß der Gang des Wasserstandes an diesem demjenigen an den übrigen Pegeln der deutschen Ostwestküste der Nordsee gut entspricht. Gegen die Beobachtungen an den Pegeln der deutschen Nordsüdküste der Nordsee zeigen sich jedoch Abweichungen, die eine unmittelbare Übertragung der Ergebnisse auf diese nicht unbedenklich erscheinen lassen.

Die Geestemünder Pegellisten enthalten im allgemeinen nur Angaben über die während der Tagesstunden (6 Uhr vormittags bis 6 Uhr 25 Minuten nachmittags) eingetretenen Hochwasser, nur bei höheren Sturmfluten finden sich auch Aufzeichnungen über die nachts eingetretenen Hochwasser. Um möglichst gleichmäßige Unterlagen zu erhalten, soll bei solchen Tagen nur das jeweils höhere Hochwasser berücksichtigt werden, da sonst die Anzahl der gefährlicheren Sturmfluten im Vergleich zu der der geringeren zu groß erscheinen würde.

Regelmäßige Pegelbeobachtungen liegen seit dem 1. Januar 1847 vor, den Untersuchungen ist daher die Zeit von diesem Zeitpunkte bezw. dem 1. Januar 1849 bis zum 31. Dezember 1923 zugrunde gelegt worden. Sie umfassen daher 77 bezw. 75 Jahre. Als maßgebender Zeitraum ist das Kalenderjahr gewählt worden, da der Einfluß des Oberwassers der Weser bei Geestemünde verschwindend gering und infolgedessen eine

[1]) Emden 1877. Verlag von W. H. Haynel. Vergl. auch F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. I, S. 175. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Zurückhaltung von Niederschlägen in der Form von Eis oder Schnee auf dem Festlande bedeutungslos ist. Die jeweilige Lage der Pegellatte ist als hinreichend sicher bekannt anzusehen. Die Uhrzeitangaben beziehen sich auf M. E. Z., die Zeitverschiebung bei deren Einführung (1. April 1893) ist berücksichtigt worden, ebenso ist Sommerzeit auf M. E. Z. umgerechnet. Die vor dem 1. Januar 1872 auf Fuß lautenden Angaben sind in Meter verwandelt.

Der Begriff „Sturmflut" kann verschieden gedeutet werden. Die Sturmflutwelle bildet sich durch Interferenz der astronomischen Gezeitenwelle mit der Windstauwelle, die in einem bestimmten Zusammenhang mit den meteorologischen Erscheinungen teils in der Nähe, teils in größerer Entfernung von der Beobachtungsstelle steht. Da bislang irgendeine engere Beziehung zwischen diesen und dem Eintreten der Gezeitenwelle sich nicht hat nachweisen lassen, muß bis auf weiteres angenommen werden, daß jeder Punkt einer Windstauwelle mit jedem Punkte der astronomischen Gezeitenwelle interferieren kann, d. h. daß es keinesfalls von vornherein anzunehmen ist, daß die Scheitel der beiden Wellen zusammenfallen; es ist vielmehr in der Mehrzahl der Fälle anzunehmen, daß der Windstau seinen Größtwert zu einer Zeit erreicht, wo nicht gerade astronomisches Hochwasser ist. So hat z. B. der Windstau in Geestemünde bei der Sturmflut vom 22. bis 23. Dezember 1894 seinen Größtwert mit 4,85 m (!) genau in dem Augenblick erreicht, wo astronomisches Niedrigwasser sein sollte. Dieser Umstand macht vorläufig eine einwandfreie Feststellung des größten Windstaues bei jeder Sturmflut — denn ausschließlich auf dessen Ermittlung kommt es an, da er, wie gesagt, mit jedem Punkte der Gezeitenwelle, deren Einzelheiten aus den Gezeitentafeln der deutschen Seewarte genau bekannt sind, zusammentreffen kann — unmöglich. Als Sturmflut ist daher im folgenden jedes Hochwasser betrachtet worden, bei dem der Unterschied zwischen der Höhe des astronomischen Hochwassers und der tatsächlichen Höhe des Hochwassers 1 m und mehr betragen hat, ohne daß auf eine durch die Windstauwelle verursachte zeitliche Verschiebung des Eintritts des astronomischen Hochwassers Rücksicht genommen wurde. Eine einwandfreie Ermittlung des bei jeder Sturmflut eingetretenen größten Windstaues wird erst möglich sein, wenn für die Pegelstellen Tischpegel nach dem Muster des in der deutschen Seewarte in Hamburg aufgestellten [2]) beschafft sind, die die Linie des tatsächlichen Wasserstandes über die mittels der Gezeitenrechenmaschine [3]) vorausberechnete und -gezeichnete Linie der astronomischen Gezeiten aufzeichnen, so daß man für jeden Augenblick die Größe des Windstaues einfach abgreifen kann.

Die Höhe des astronomischen Hochwassers für die Sturmfluttage ist für die Jahre von 1878 bis 1923 den von der deutschen Seewarte herausgegebenen Gezeitentafeln entnommen, für die Jahre 1847 bis 1877 an Hand der Mondphasen unter Berücksichtigung des jeweiligen Mondabstandes von der Erde überschläglich ermittelt worden. Es erscheint nicht ausgeschlossen, daß durch dieses Verfahren kleinere Ungenauigkeiten in die Zusammenstellung hineingekommen sind, deren Vermeidung jedoch einen allzu großen Arbeitsaufwand erfordert hätte.

Da, wie betont, für jeden Tag, an dem zwei Sturmfluten eingetreten sind, nur eine berücksichtigt ist, stellen die Einheiten der nachfolgenden Zusammenstellungen „Sturmfluttage", nicht „Sturmfluten" dar.

In den Jahren 1847 bis 1923, die etwa 28000 Tage umfassen, sind in Geestemünde insgesamt 391 Sturmfluttage festgestellt worden, also im Durchschnitt etwa fünf im Jahre bezw. auf je 70 Tage einer. Bezeichnet man die Tage, an denen der nach der oben angegebenen Weise ermittelte Windstau 2 m und mehr betrug, als Tage mit schweren Sturmfluten, so sind von diesen 391 Tagen 53 solche mit schweren Sturmfluten gewesen. Es entfallen also auf etwa je drei Jahre zwei Tage mit schweren Sturmfluten bezw. auf etwa 530 Tage einer mit einer schweren Sturmflut. Tabelle 7 gibt eine Übersicht über die Anzahl der in jedem Jahre eingetretenen Sturmfluttage und Tabelle 1 eine solche über die Häufigkeit der Jahre mit gleicher Anzahl der Sturmfluttage innerhalb des der Betrachtung zugrunde liegenden Zeitraums. Danach hat das Jahr 1921 sowohl die größte Anzahl der Sturmfluttage (16) wie der Tage mit schweren Sturmfluten (4) aufzuweisen. Sehr nahe kommt ihm das Jahr 1917 mit 10 bezw. gleichfalls 4 Tagen. Während nur 7 Jahre keine Sturmfluttage aufzuweisen hatten, blieben 45 ohne solche mit schweren Sturmfluten.

Eine Übersicht über die Häufigkeit der Sturmfluttage und der Tage mit schweren Sturmfluten in den einzelnen Monaten und an den einzelnen Tagen des Jahres gibt Tabelle 2. Die größte Anzahl beider Arten von Tagen fällt auf den Monat Dezember mit 79 bezw. 21 Tagen, d. h. daß im Durchschnitt im Dezember alljährlich eine Sturmflut und alle vier Jahre eine schwere Sturmflut eingetreten ist. Dem Dezember kommt der Januar mit 70 bezw. 11 Sturmfluttagen sehr nahe. Ebenso sind November

[2]) Vergl. z. B. Dr. H. Rauschelbach, Über eine elektrische Pegelfernübertragung. Annalen der Hydrographie und maritimen Meteorologie 1924, S. 169 u. 191.

[3]) Vergl. z. B. Dr. H. Rauschelbach, Die deutsche Gezeitenrechenmaschine. Zeitschrift für Instrumentenkunde 1924, S. 285 bis 303.

Tabelle 1.

Häufigkeit der Jahre mit der gleichen Zahl a) der Sturmfluttage, b) der Tage mit schweren Sturmfluten in den Jahren 1847 bis 1923 nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde.

Tabelle 1a.

Anzahl der Sturmfluttage	Anzahl der Jahre	Summe	Bemerkungen
0	7	0	1857, 1870, 1871, 1875, 1897, 1910, 1915.
1	7	7	1848, 1861, 1864, 1879, 1886, 1893, 1912.
2	7	14	1853, 1884, 1885, 1887, 1888, 1891, 1906.
3	10	30	
4	6	24	1847, 1855, 1889, 1890, 1896, 1914.
5	8	40	
6	9	54	
7	8	56	
8	1	8	1873.
9	2	18	1894, 1904.
10	5	50	1849, 1863, 1866, 1917, 1922.
11	2	22	1850, 1868.
12	2	24	1869, 1905.
13	0	0	
14	2	28	1854, 1867.
15	0	0	
16	1	16	1921.
	77	391	

Tabelle 1b.

Anzahl der Tage mit schweren Sturmfluten	Anzahl der Jahre	Summe	Bemerkungen
0	45	0	
1	19	19	
2	7	14	1855, 1862, 1874, 1895, 1898, 1905, 1916.
3	4	12	1863, 1880, 1894, 1904.
4	2	8	1917, 1921.
	77	53	

und Februar mit 58 (5) und 59 (7) Sturmfluttagen einander fast gleich. Die geringste Anzahl von Sturmfluttagen haben die Monate Mai und Juni mit je 4.

Die Verteilung der Sturmfluten über die einzelnen Tage des Jahres ist sehr ungleichmäßig. Der 24. November zeigt den Größtwert mit 7 Sturmfluttagen, je 2 schwere Sturmfluten haben der 9. November und der 3. Dezember, 6 Sturmfluten hat der 2. Februar (Mariä Lichtmeß), je 5 sind am 11. und 17. Februar, am 7. März sowie am 15. und 19. Dezember eingetreten. Ein starkes Hervortreten von Allerheiligen (1. November), Weihnachten, Silvester, Marcellus (16. Januar) ist nicht festzustellen. Besonders stürmisch sind die Zeiträume vom 2. bis 4., 13. bis 15. und 26. bis 28. Januar, 11. und 12., 16. und 17. Februar, 7. bis 9. März, 8. bis 10., 24. bis 26. November, 2. bis 5., 13. bis 19., 23. und 24. sowie vom 26. bis 31. Dezember gewesen. Immerhin hat kein Tag im Jahre derart viele Sturmfluten aufzuweisen, daß mit einer hinreichenden Wahrscheinlichkeit darauf geschlossen werden könnte, daß an ihm voraussichtlich Sturmfluten eintreten werden. Auffällig gering ist die Zahl der durch die Tag- und Nachtgleichenstürme hervorgerufenen Sturmfluten, eher kann man im Dezember von Wintersonnenwendsturmfluten reden.

Die Verteilung der Sturmfluten über die Stunden des Tages geht aus Tabelle 3 hervor. Die Angaben sind ohne weiteres nicht voll brauchbar, da für Tage, an denen zwei Sturmfluten eingetreten sind, nur eine berücksichtigt ist. Es empfiehlt sich daher, die Zahlen für die Stunden des Vormittags und des Nachmittags zusammenzuzählen.

Die meisten Sturmfluten treten merkwürdigerweise zwischen 5 und 6 Uhr ein, doch sind auch die Werte für die Stunden von 12 bis 1, 2 bis 3, 3 bis 4 (größte Anzahl der schweren Sturmfluten) und 4 bis 5 recht hoch. Die geringste Zahl zeigt sowohl vormittags wie auch nachmittags die Stunde von 8 bis 9 Uhr. Eine gewisse Gesetzmäßigkeit läßt sich nicht verkennen.

Um festzustellen, ob in dem Zeitraum, für den Unterlagen vorliegen, eine Verschiebung der Häufigkeit der Sturmfluten innerhalb des Jahres aufgetreten ist, sind die Tabelle 4 und die Tabelle 5, die eine Zusammenstellung aus Tabelle 4 darstellt, wiedergegeben worden. Es ergibt sich, daß die Anzahl der Sturmfluttage in dem Monat Dezember der drei Vierteljahrhunderte 1849 bis 1873, 1874 bis 1898 und 1899 bis 1923 ziemlich gleich geblieben ist, dagegen haben Januar und November im letzten Zeitraum mehr und höhere Sturmfluten gehabt, als im ersten bezw. zweiten,

Tabelle 2.

Häufigkeit der Sturmfluten an den einzelnen Tagen des Jahres in dem Zeitraum von 1847 bis 1923 nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde.

Monat	Tag 1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	29.	30.	31.	Summe
Januar	1 (1)	3 (1)	2 (1)	**4 (1)**	2	1	3 (1)	1	2	2 (1)	2	2	3 (1)	3	3	1	1 (1)	2	2	3	2	1	3	2	2	**4 (1)**	2	**4 (1)**	2	2	3 (1)	70 (11)
Februar	1	**6 (1)**	1 (1)	1	.	2	4	1	1	2	5	4 (1)	3	1	.	4 (1)	5	1	2 (1)	1 (1)	3	2	1	1	2 (1)	3	1	1	.	.	.	59 (7)
März	.	.	.	1	.	1	**5**	2	4	2	1	4	2 (1)	.	.	1	.	.	1	1 (1)	1	.	1	.	1	.	.	.	.	.	1	29 (2)
April	.	.	.	.	1	2	.	.	**2 (1)**	.	1	2	.	1	2	.	1	.	.	.	1	.	.	1	.	.	.	1	.	.	.	15 (1)
Mai	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	1	.	4
Juni	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	**2**	.	.	.	.	.	4
Juli	.	.	.	.	.	1	1	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	5
August	.	.	1	1	.	1	.	.	.	1	.	1	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	1	.	.	1	.	1	1	.	10
September	.	.	1	1	1	.	1	.	.	.	.	1	1	.	.	1	.	1	2	1	1	1	.	2	.	**3**	.	1	.	1	.	20
Oktober	.	1	.	1	1	**3 (1)**	2	1	.	2	1	1	2	.	1 (1)	1	1	1	.	2	2	1 (1)	**3 (1)**	1	2 (1)	3	1 (1)	.	1	2	1	38 (6)
November	2	2 (1)	2	1	3	1	2	3	4 **(2)**	3	.	2 (1)	1	3	.	1	2	.	1	1	3	2 (1)	.	**7**	2	4	2	1	1	2	.	58 (5)
Dezember	.	3 (1)	4 (2)	4 (1)	3	2	1 (1)	2 (1)	1	2	2 (1)	1 (1)	3 (1)	2 (2)	**5 (1)**	3	4 (1)	2 (1)	5	2	1	2 (1)	3 (1)	3 (1)	1	4	2 (1)	3	4	2 (2)	3 (1)	79 (21)
April bis September	0	0	2	2	3	4	2	0	2 (1)	1	1	4	2	2	2	1	1	2	4	1	2	1	1	4	1	5	2	2	1	3	0	58 (1)
Oktober bis März	4 (1)	15 (4)	9 (4)	12 (2)	9	10 (1)	17 (2)	10 (1)	12 (2)	13 (1)	11 (1)	14 (3)	14 (3)	9 (2)	9 (2)	11 (1)	13 (2)	6 (1)	11 (1)	10 (2)	12	8 (3)	11 (2)	14 (1)	10 (2)	18 (1)	8 (2)	9 (1)	8	8 (2)	8 (2)	333 (52)
Summe	4 (1)	15 (4)	11 (4)	14 (2)	12	14 (1)	19 (2)	10 (1)	14 (3)	14 (1)	12 (1)	18 (3)	16 (3)	11 (2)	11 (2)	12 (1)	14 (2)	8 (1)	15 (1)	11 (2)	14	9 (3)	12 (2)	18 (1)	11 (2)	23 (1)	10 (2)	11 (1)	9	11 (2)	8 (2)	391 (53)

Bemerkung. Wegen der eingeklammerten Ziffern vergl. Bemerkungen zu Tabelle 3.

Tabelle 3.

Häufigkeit des Auftretens der Sturmfluten in den Jahren 1847 bis 1923 während der Tageszeiten und Tagesstunden nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde.

Monat	vormittags 12^{00} bis 12^{59}	1^{00} bis 1^{59}	2^{00} bis 2^{59}	3^{00} bis 3^{59}	4^{00} bis 4^{59}	5^{00} bis 5^{59}	6^{00} bis 6^{59}	7^{00} bis 7^{59}	8^{00} bis 8^{59}	9^{00} bis 9^{59}	10^{00} bis 10^{59}	11^{00} bis 11^{59}	nachmittags 12^{00} bis 12^{59}	1^{00} bis 1^{59}	2^{00} bis 2^{59}	3^{00} bis 3^{59}	4^{00} bis 4^{59}	5^{00} bis 5^{59}	6^{00} bis 6^{59}	7^{00} bis 7^{59}	8^{00} bis 8^{59}	9^{00} bis 9^{59}	10^{00} bis 10^{59}	11^{00} bis 11^{59}	Summe	Bemerkungen
Januar	1	.	3	3	3 (1)	3	**7 (1)**	4	1	.	1 (1)	3 (1)	3	5 (1)	**8 (1)**	6 (1)	5	5 (1)	2	3 (1)	2 (1)	.	2 (1)	.	70 (11)	Die eingeklammerten Ziffern geben die in der links daneben stehenden Zahl enthaltene Anzahl der Tage mit schweren Sturmfluten (Windstau $\geqq 2$ m) an.
Februar	.	3	.	.	2	5	**6 (1)**	2	1	3 (1)	.	2	5	2	3 (1)	4 (1)	**8** (1)	4	2	.	.	3	1	3 **(2)**	59 (7)	
März	2	1	**2** (1)	1	.	2	.	2	.	.	.	.	3	1	2 (1)	2	**6**	4	1	.	.	.	.	.	29 (2)	
April	.	1	1	.	1	.	.	.	.	.	1	.	1	1	2	1	1	**3**	1	1 (1)	.	.	.	.	15 (1)	
Mai	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	1	.	.	1	1	.	.	.	.	.	.	4	
Juni	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	**2**	1	.	.	1	.	.	.	.	.	.	4	
Juli	.	1	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	1	.	**2**	.	.	.	.	.	.	5	
August	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	**2**	.	.	1	1	**2**	2	.	1	.	.	.	1	10	
September	.	1	.	**3**	.	.	.	.	1	1	.	.	**3**	.	1	2	2	.	3	.	1	2	.	.	20	
Oktober	**3**	3	1	.	.	1	2	1	1	2	2 **(1)**	3	3	2	3	2 (1)	3	**4 (2)**	.	.	1 (1)	.	.	1 (1)	38 (6)	
November	3	2 (1)	3 (1)	**4 (1)**	2 (1)	1	2	4	1	2	4	2	4	3	**6**	4	4	4	1 **(1)**	.	.	1	.	1	58 (5)	
Dezember	**7**	1	3 (2)	4 **(2)**	.	2 (1)	5 (1)	1	3 (1)	2 (1)	5 (1)	3 (1)	5	4	6 (1)	**8 (3)**	6 (1)	4 (1)	1	1 (1)	.	.	6 (2)	2 (2)	79 (21)	
April bis September	*0*	**3**	1	**3**	1	*0*	*0*	1	1	2	1	2	4	4	5	5	6	**9**	4	2 **(1)**	1	2	*0*	1	58 (1)	
Oktober bis März	16	10 (1)	12 **(4)**	12 (3)	*7* (2)	14 (1)	**22** (3)	14	*7* (1)	9 (2)	12 (3)	13 (2)	23	17 (1)	28 (4)	26 **(6)**	**32** (2)	25 (4)	7 (1)	4 (2)	*3* (2)	4	9 (3)	7 (5)	333 (52)	
Jahr	16	13 (1)	13 **(4)**	15 (3)	8 (2)	14 (1)	**22** (3)	15	*8* (1)	11 (2)	13 (3)	15 (2)	27	21 (1)	33 (4)	31 **(6)**	**38** (2)	34 (4)	11 (1)	6 (3)	*4* (2)	6	9 (3)	8 (5)	391 (53)	
Dazu die Nachmittagsstunden	27	21 (1)	33 (4)	31 **(6)**	**38** (2)	34 (4)	11 (1)	6 (3)	*4* (2)	6	9 (3)	8 (5)	Vergl. den Text.													
Summe	43	34 (2)	46 (8)	46 **(9)**	46 (4)	**48** (5)	33 (4)	21 (3)	*12* (3)	17 (2)	22 (6)	23 (7)														

Tabelle 4.

Häufigkeit der Sturmfluttage während der einzelnen Monate des Jahres und der Jahrfünfte in dem Zeitraum von 1849 bis 1923 nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde.

Jahrfünft	Monat														Summe
	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	April bis September	Oktober bis März	
1849 bis 1853	7 (1)	7	4	.	.	1	.	1	2	2	5 (1)	2	4	27 (2)	31 (2)
1854 „ 1858	5 (2)	5 (2)	1	.	.	.	1	.	1	2	4	7	2	24 (4)	26 (4)
1859 „ 1863	3	2	2	2	1	.	1	.	2	**5**	0	9 (5)	6	21 (5)	27 (5)
1864 „ 1868	6	**10**	1	**4**	1	.	**2**	1	1	4	6	6	**9**	33	**42**
1869 „ 1873	1	5	1	.	.	1	.	1	2	3	5	4 (1)	4	19 (1)	23 (1)
1874 „ 1878	4	1	5 (1)	2	.	.	.	1	1	4 (1)	3	1	4	18 (2)	22 (2)
1879 „ 1883	0	2 (1)	1	.	.	.	.	2	1	3 (1)	3	9 (4)	3	18 (6)	21 (6)
1884 „ 1888	1	0	1	.	.	.	.	1	.	2 (1)	1	3	*1*	*8* (1)	*9* (1)
1889 „ 1893	8	3	2	.	.	.	.	.	1	1	1	1	*1*	16	17
1894 „ 1898	1	7 **(2)**	3	.	1	.	1	.	1	1	0	**11 (5)**	3	23 (7)	26 (7)
1899 „ 1903	5 **(3)**	1	1	2	1	.	.	1	2	2	5 (1)	7	6	21 (4)	27 (4)
1904 „ 1908	10 (2)	7	**6 (1)**	3	.	.	.	.	.	4 (1)	5 (1)	3 (1)	3	35 (6)	38 (6)
1909 „ 1913	2	4 (1)	0	1	.	.	.	.	.	.	2	3	*1*	11 (1)	12 (1)
1914 „ 1918	6 (2)	2 (1)	1	.	.	1	.	.	**3**	1 (1)	5 (1)	5 (3)	4	20 **(8)**	24 **(8)**
1919 „ 1923	**11** (1)	2	0	.	.	1	.	2	2	4 (1)	**11 (1)**	8 (2)	5	**36** (5)	41 (5)
Summe	70 (11)	58 (7)	29 (2)	14	*4*	*4*	5	10	19	38 (6)	56 (5)	**79 (21)**	56	330 (52)	386 (52)

Bemerkung. Wegen der eingeklammerten Ziffern vergl. Bemerkungen zu Tabelle 3.

Tabelle 5. (Zusammenstellung aus Tabelle 4.)

Häufigkeit der Sturmfluttage in den einzelnen Monaten des Jahres während der Zeit von 1849 bis 1923 nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde.

Monat	Zeitraum						Folgerungen
	1849 bis 1873	1874 bis 1898	1899 bis 1923	1898/74 gegen 1873/48	1923/1899 gegen 1898/74	1923/1899 gegen 1873/48	
Januar	22 (3)	14	**34 (8)**	— 8 (— 3)	+ 20 (+ 8)	+ 12 (+ 5)	Mehr und höhere Sturmfluten.
Februar	**29** (2)	13 (3)	16 (2)	— 16 (+ 1)	+ 3 (— 1)	— 13 (0)	Weniger Sturmfluten.
März	9	12 (1)	8 (1)	+ 3 (+ 1)	— 4 (0)	— 1 (+ 1)	
April	6	2	6	— 4	+ 4	0	
Mai	*2*	1	1	— 1	0	— 1	
Juni	*2*	*0*	2	— 2	+ 2	0	
Juli	4	1	*0*	— 3	— 1	— 4	Weniger Sturmfluten.
August	3	4	3	+ 1	— 1	0	
September	8	4	7	— 4	+ 3	— 1	
Oktober	16	11 (3)	11 (3)	— 5 (+ 3)	0 (0)	— 5 (+ 3)	Weniger, aber höhere Sturmfluten.
November	20 (1)	8	28 (4)	— 12 (— 1)	+ 20 (+ 4)	+ 8 (+ 3)	Mehr und höhere Sturmfluten.
Dezember	28 **(6)**	**25 (9)**	26 (6)	— 3 (+ 3)	+ 1 (— 3)	— 2 (0)	Ziemlich gleichmäßig.
April bis September	25	12	19	— 13	+ 7	— 6	Weniger Sturmfluten.
Oktober bis März	124 (12)	83 (16)	123 (24)	— 41 (+ 4)	+ 40 (+ 8)	— 1 (+ 12)	Höhere Sturmfluten.
Jahr	149 (12)	95 (16)	142 (24)	— 54 (+ 4)	+ 47 (+ 8)	— 7 (+ 12)	Weniger, aber höhere Sturmfluten.
		386 (52)					

Bemerkung. Wegen der eingeklammerten Ziffern vergl. Bemerkungen zu Tabelle 3.

Februar und Juli zeigen weniger Sturmfluten, Oktober weniger, aber höhere Sturmfluten. Während die Gesamtzahl der Sturmfluten im ersten und letzten Vierteljahrhundert annähernd gleich geblieben ist, hat das zweite eine um etwa ein Drittel geringere Zahl. Die Länge des betrachteten Zeitraums reicht wohl noch nicht aus, um hieraus endgültige Schlüsse wegen des Auftretens einer Periode, die eine Länge von etwa 50 bis 60 Jahren haben müßte, zu ziehen.

Tabelle 6 zeigt die Häufigkeit der Größe des Windstaues in den einzelnen Monaten des Jahres. Der Größtwert des Windstaues bei Hochwasser in dem betrachteten Zeitraum hat 3,37 m betragen (1. Januar 1855). Es folgen der 15. Oktober 1881 mit 3,17 m sowie der 4. Dezember 1863 und der 2. Dezember 1917 mit 3,04 m. Als höchstes Hochwasser wird für Geestemünde die Sturmflut vom 3. bis 4. Februar 1825 angesehen mit einem Windstau von 3,45 m über MHW 1896 bis 1920.

Der größte Windstau in jedem Monat in dem Zeitraum von 1847 bis 1923 geht aus der folgenden Zusammenstellung hervor:

Auffällig ist, daß der größte Windstau in den einzelnen Monaten — außer August und Oktober, — entweder vor 1865 oder nach 1894 eingetreten ist. (Vergl. auch hierzu die Ausführungen über die geringe Anzahl der Sturmfluttage in dem Vierteljahrhundert von 1874 bis 1898.)

Das höchste Hochwasser und der größte Wert des Windstaues sowie der Tag, an dem dieser eingetreten ist, sind in Tabelle 7 eingetragen. Fällt der Tag des höchsten Hochwassers nicht mit dem des größten Windstaues zusammen, so ist dies durch einen lotrechten Strich links neben der Zahl des größten Windstaues angegeben. Mit Hilfe der Tabelle 7 läßt sich leicht feststellen, ob die mitgeteilten Unterlagen (gegebenenfalls unter entsprechender Verminderung der Höhe) auch für andere Orte als brauchbar anzusehen sind.

Wegen der in Tabelle 7 gleichfalls angegebenen Zahlen der Tage mit einfachen, schweren, schwereren und schwersten Sturmfluten vergleiche man die Ausführungen zu Tabelle 1.

Monat	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Windstau in m	3,37	2,44 / 2,43	2,87	2,79	1,35	1,42	1,48	1,75	1,92 / 1,91	3,17	2,51	3,04
Zeitpunkt	1. I. 1855	12. II. 1894 und 25. II. 1854	13. III. 1906	9. IV. 1847	27. V. 1860 und 30. V. 1865	23. VI. 1918	18. VII. 1865	6. VIII. 1874	26. IX. 1853 und 18. IX. 1914	15. X. 1881	2. XI. 1921	4. XII. 1863 und 2. XII. 1917

Tabelle 6.

Häufigkeit der Größe des Windstaues in den Jahren 1847 bis 1923 während der einzelnen Monate und des Jahres nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde und nach Eilker, „Die Sturmfluten in der Nordsee“.

Monat	Windstau in cm																							Summe	% der Gesamtsumme	Summe nach Eilker	% der Gesamtsumme nach Eilker
	100 bis 109	110 bis 119	120 bis 129	130 bis 139	140 bis 149	150 bis 159	160 bis 169	170 bis 179	180 bis 189	190 bis 199	200 bis 209	210 bis 219	220 bis 229	230 bis 239	240 bis 249	250 bis 259	260 bis 269	270 bis 279	280 bis 289	290 bis 299	300 bis 309	310 bis 319	320 bis 329	330 bis 339				
Januar . . .	13	13	11	4	7	5	4	.	2	.	2	4	.	.	1	.	1	1	.	1	.	.	.	1	70	17,9	41	18,0
Februar . . .	9	10	5	9	3	3	2	3	3	5	.	1	4	.	2	.	.	.	.	.	.	.	.	.	59	15,1	17	7,3
März	2	1	9	4	6	1	.	1	3	.	.	.	.	.	1	.	.	.	1	.	.	.	.	.	29	7,4	21	9,0
April	5	5	.	.	.	.	1	1	2	.	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	15	3,8	8	3,4
Mai	2	.	.	2	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	*4*	*1,0*	5	2,0
Juni	2	.	1	.	1	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	*4*	*1,0*	*3*	*1,2*
Juli	1	2	.	1	1	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	5	1,3	4	1,6
August . . .	3	2	1	3	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	10	2,7	6	2,5
September .	2	3	1	4	3	1	2	1	1	2	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	20	5,1	14	6,0
Oktober . .	5	7	4	6	3	5	.	1	1	.	.	1	1	2	1	.	.	.	.	.	.	1	.	.	38	9,7	27	11,8
November .	7	8	5	13	6	3	5	5	1	1	1	.	2	.	.	1	.	.	.	.	.	.	.	.	58	14,8	**53**	**22,7**
Dezember .	4	9	10	2	2	8	8	3	5	6	5	3	2	2	3	1	4	.	.	.	2	.	.	.	**79**	**20,2**	34	14,5
April bis September . .	**15**	12	3	10	5	1	3	3	3	2	.	.	.	.	.	.	.	1	.	.	.	.	.	.	58	14,9	40	16,7
Oktober bis März . . .	40	**48**	44	38	27	25	19	13	15	12	8	9	9	4	8	2	5	1	1	1	2	1	.	1	333	85,1	193	83,3
Jahr	55	**60**	47	48	32	26	22	16	18	14	8	9	9	4	8	2	5	2	1	1	2	1	.	1	391	100,0	233	100,0
%	14,1	**15,3**	12,0	12,3	8,2	6,6	5,6	4,1	4,6	3,6	2,0	2,3	2,3	1,0	2,0	0,5	1,3	0,5	0,3	0,3	0,5	0,3	.	0,3				
Ges.-Summe	391	336	276	229	181	149	123	101	85	67	53	45	36	27	23	15	13	8	6	5	4	2	1	1				
%	100,0	85,9	70,6	58,6	46,3	38,1	31,5	25,9	21,8	17,2	13,6	11,6	9,3	7,0	6,0	4,0	3,5	2,2	1,7	1,4	1,1	0,6	0,3	0,3				

Tabelle 7.

Übersicht über die Sturmflutverhältnisse in den Jahren 1847 bis 1923 nach den Beobachtungen am Pegel zu Geestemünde.

Jahr	Anzahl der Sturmflut-tage	Windstau 2,00 m ü. NN	Windstau 2,50 m ü. NN	Windstau 3,00 m ü. NN	HHW am G. P.	Größter Windstau in m	Monat und Tag
(1845 . . .	.	.	.	.	6,30	.	21. X.)
1847 . . .	4	1	1	.	6,13	2,79	9. IV.
1848 . . .	1	.	.	.	4,87	1,40	14. XI.
1849 . . .	10	.	.	.	5,41	1,87	28. XII.
1850 . . .	11	1	.	.	6,04	2,28	9. XI.
1851 . . .	3	.	.	.	5,26	1,83	17. XI.
1852 . . .	5	1	1	.	6,36	2,76	10. I.
1853 . . .	2	.	.	.	5,26	1,92	26. IX.
1854 . . .	14	1	.	.	5,80	2,43	25. II.
1855 . . .	4	2	1	1	6,87	3,37	1. I.
1856 . . .	3	.	.	.	4,80	1,30	14. XI.
1857 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1858 . . .	5	1	.	.	5,72	2,22	2. II.
1859 . . .	3	.	.	.	5,55	1,89	15. IV.
1860 . . .	6	.	.	.	5,41	1,81	7. II.
1861 . . .	1	.	.	.	4,63	1,08	15. XII.
1862 . . .	7	2	.	.	5,87	2,49	27. XII.
1863 . . .	10	3	1	1	6,53	3,04	4. XII.
1864 . . .	1	.	.	.	4,97	1,47	12. III.
1865 . . .	6	.	.	.	4,90	1,48	18. VII.
1866 . . .	10	.	.	.	5,41	1,97	27. XII.
1867 . . .	14	.	.	.	5,26	1,72	25. II.
1868 . . .	11	.	.	.	5,16	1,82	25. X.
1869 . . .	12	.	.	.	5,31	1,69	3. XI.
1870 . . .	3	.	.	.	5,16	1,56	22. II.
1871 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1872 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1873 . . .	8	1	1	.	6,03	2,68	16. XII.
1874 . . .	6	2	.	.	6,13	2,44	20. III.
1875 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1876 . . .	3	.	.	.	5,02	1,55	30. X.
1877 . . .	5	.	.	.	5,53	1,93	28. II.
1878 . . .	6	.	.	.	5,57	1,85	8. III.
1879 . . .	1	.	.	.	4,57	1,06	13. III.
1880 . . .	5	3	1	.	6,08	2,64	13. XII.
1881 . . .	3	1	1	1	6,32	3,19	15. X.
1882 . . .	6	1	.	.	5,74	2,15	19. II.
1883 . . .	6	1	1	.	6,23	2,69	12. XII.
1884 . . .	2	1	.	.	5,63	2,19	27. X.
1885 . . .	2	.	.	.	4,83	1,24	21. III.
Übertrag	199	22	8	3	.	.	.

Jahr	Anzahl der Sturmflut-tage	Windstau 2,00 m ü. NN	Windstau 2,50 m ü. NN	Windstau 3,00 m ü. NN	HHW am G. P.	Größter Windstau in m	Monat und Tag
Übertrag	199	22	8	3	.	.	.
1886 . . .	1	.	.	.	4,99	1,27	13. XII.
1887 . . .	2	.	.	.	4,96	1,55	10. XII.
1888 . . .	2	.	.	.	5,07	1,49	21. XI.
1889 . . .	4	.	.	.	5,13	1,62	26. IX.
1890 . . .	4	.	.	.	5,28	1,47	2. X.
1891 . . .	2	.	.	.	4,91	1,51	11. XII.
1892 . . .	6	.	.	.	5,28	1,56	4. I.
1893 . . .	1	.	.	.	4,79	1,36	10. III.
1894 . . .	9	3	1	.	6,06	2,54	23. XII.
1895 . . .	6	2	.	.	5,94	2,49	7. XII.
1896 . . .	4	.	.	.	5,53	1,78	24. IX.
1897 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1898 . . .	7	2	.	.	5,74	2,29	3. II.
1899 . . .	5	1	.	.	5,60	2,19	17. I.
1900 . . .	3	.	.	.	4,72	1,26	25. I.
1901 . . .	7	1	1	.	6,11	2,68	28. I.
1902 . . .	7	1	.	.	5,62	2,11	26. I.
1903 . . .	5	1	.	.	5,67	2,05	22. XI.
1904 . . .	9	3	1	.	5,89	2,69	30. XII.
1905 . . .	12	2	.	.	5,98	2,46	7. I.
1906 . . .	7	1	1	.	6,72	2,87	13. III.
1907 . . .	5	.	.	.	5,37	1,99	21. II.
1908 . . .	7	.	.	.	4,94	1,50	23. II.
1909 . . .	3	.	.	.	4,97	1,51	29. XII.
1910 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1911 . . .	6	1	.	.	5,74	2,24	20. II.
1912 . . .	1	.	.	.	5,30	1,79	9. IV.
1913 . . .	2	.	.	.	5,08	1,26	14. XII.
1914 . . .	4	1	.	.	5,83	2,04	12. XI.
1915 . . .	.	.	.	.	.	.	.
1916 . . .	7	2	1	.	6,51	2,91	13. I.
1917 . . .	10	4	1	1	6,44	3,04	2. XII.
1918 . . .	3	1	.	.	5,71	2,11	24. XII.
1919 . . .	3	.	.	.	4,88	1,38	24. XI.
1920 . . .	5	.	.	.	5,32	1,92	12. II.
1921 . . .	16	4	1	.	6,21	2,51	2. XI.
1922 . . .	10	1	.	.	5,73	2,08	3. I.
1923 . . .	7	.	.	.	5,23	1,88	19. XII.
Summe	391	53	15	4	.	,	.

G. P. N. = — 1,925 N. N.

Was schließlich die Dauer der einzelnen Stürme, die einen Windstau von 1 m und mehr hervorgerufen haben, anlangt, so haben 271 nur je einen Tag, 50 je zwei Tage, 4 je drei Tage und 2 je vier Tage (5. bis 8. Dezember 1895 und 24. bis 27. Dezember 1917) gedauert. Tage mit schweren Sturmfluten sind viermal zu zweit hintereinander aufgetreten, nämlich am 1. bis 2. Januar 1855 (3.37 bezw. 2,15 m), 13. bis 14. Dezember 1880 (2,64 bezw. 2,24 m), 7. bis 8. Dezember 1895 (2,49 bezw. 2,39 m) und am 2. bis 3. Dezember 1917 (3,04 bezw. 2,44 m).

Von der Mitteilung der Unterlagen über die zur Zeit des jeweiligen Hochwassers an der Beobachtungsstelle herrschenden Windrichtungen und -stärken wird abgesehen, da diese auf Grund der über den Zusammenhang zwischen ihnen und dem Windstau angestellten Untersuchungen eine verhältnismäßig geringe Bedeutung haben. Die Mitteilung der Ergebnisse der Untersuchungen über Wetterlage und Windstau sowie über sonstige mit dem Auftreten von Sturmfluten zusammenhängende Fragen, insonderheit das Auftreten von Gesetzmäßigkeiten, die für die Voraussage von Sturmfluten Bedeutung gewinnen können, muß vorbehalten bleiben.

Immerhin zeigen schon die vorstehenden Zusammenstellungen einmal, in welchem Umfange volkstümliche Auffassungen als berechtigt anzusehen sind, dann aber auch, daß aus dem zeitweisen Nachlassen der Zahl der Sturmfluten keine allgemeinen, zur Sorglosigkeit verleitenden Schlüsse gezogen werden dürfen, schließlich, daß ein unglückliches Zusammentreffen von meteorologischen und Gezeitenverhältnissen gegebenenfalls Wirkungen zeitigen kann, auf deren Eintreten man bislang nicht gefaßt war. Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die Sturmflut vom 22. bis 23. Dezember 1894 die verheerendste gewesen wäre, die man in neuerer Zeit erlebt hat, wenn nicht gerade der Größtwert des Windstaues zur Zeit des astronomischen Niedrigwassers, sondern zur Zeit des Hochwassers bei Springtide eingetreten wäre.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Von Reichsbahnrat **Zwach,** Vorstand der Eisenbahnbauabteilung Elbebrücke, Stendal.

Die folgende Veröffentlichung bildet die Fortsetzung des gleichnamigen Aufsatzes von Herrn Reichsbahnoberrat Kreß in der „Bautechnik" 1925, Heft 15 u. 16.

Die Entwürfe für die Pfeiler.

Die Entwürfe für die Pfeiler hatte die Bauabteilung Elbebrücke in Stendal aufzustellen. Hierfür war erstes Erfordernis, über die Bodenverhältnisse Klarheit zu gewinnen. Es wurden deshalb überall dort, wo Pfeiler hinkommen sollten, Bohrungen vorgenommen. Diese dauerten mit Unterbrechungen vom Juli 1923 bis zum September 1924 und hatten das Ergebnis, daß in den für die Gründung in Frage kommenden Tiefen Sand und Kies miteinander wechselten und daß nur am Westrande des Flußtales die unter den Sand- und Kiesschichten lagernde mächtige Schicht aus blauem Ton bis dicht unter Geländeoberfläche anstieg. Wegen des günstigen Baugrundes genügten Gründungstiefen, die im allgemeinen denen des alten Bauwerks entsprachen, zum Teil sogar hinter diesen etwas zurückblieben. Auch konnte unbedenklich eine höchste Bodenpressung von 4,5 kg/cm² zugelassen werden.

Aus Abb. 1 sind die Bodenverhältnisse und die Gründungstiefen der einzelnen Pfeiler zu ersehen, ebenso auch ihre Gründungsart. Diese besteht bei dem östlichen Landpfeiler und den Pfeilern I bis III aus Beton zwischen Spundwänden.

Der östliche Landpfeiler ist das umfangreichste Betonwerk der ganzen Brücke, da er neben seiner Aufgabe, den Abschluß der Brücke zu bilden, auch die Unterführung des Deiches unter dem Bahnkörper hindurch ermöglichen muß. Zu diesem Zweck besteht er aus zwei Teilen, einem vor und einem hinter dem Deich, die durch einen Überbau aus Beton zwischen Walzträgern verbunden sind (Abb. 2). Außerdem wird er mit einer Einrichtung — wohl der ersten ihrer Art — zur Unterbringung der Untersuchungswagen ausgestattet. Die Strombrücke erhält nämlich nicht, wie sonst üblich, für jeden Überbau einen Untersuchungswagen, der ständig

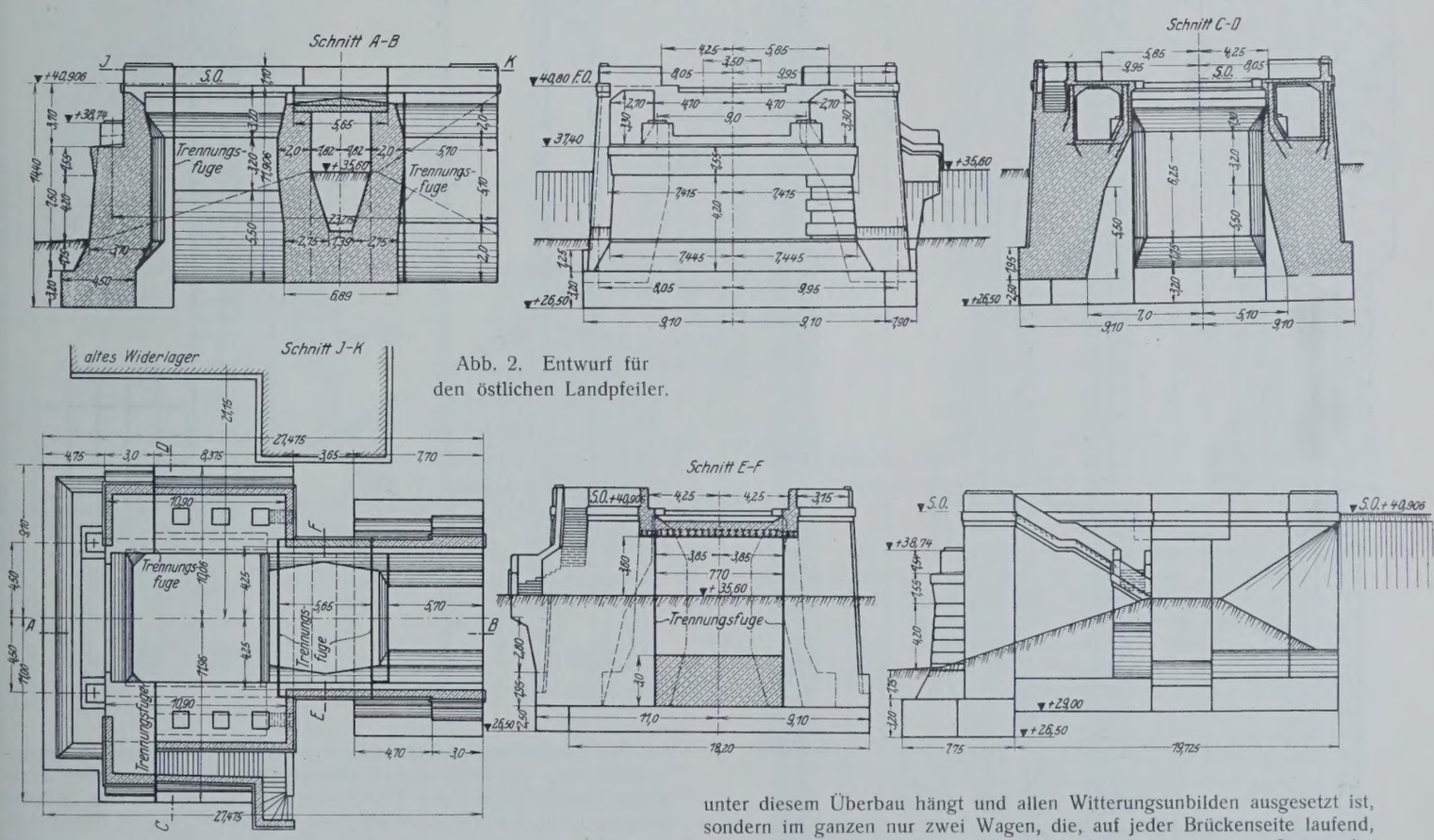


Abb. 2. Entwurf für den östlichen Landpfeiler.

unter diesem Überbau hängt und allen Witterungsunbilden ausgesetzt ist, sondern im ganzen nur zwei Wagen, die, auf jeder Brückenseite laufend, so konstruiert sind, daß sie die Strombrücke in ihrer ganzen Länge, der eine auf der rechten Brückenseite, der andere auf der linken, befahren können (Abb. 3). Schwenkbare Ausleger gestatten eine Besichtigung der Unterseite der Brücke in ihrer ganzen Ausdehnung. Die Fortbewegung der Wagen geschieht durch Benzolmotoren mit einer Fahrgeschwindigkeit von 2,5 km/Std. Schutz gegen die Witterung finden diese Wagen nun in Kammern am östlichen Landpfeiler, die aus Eisenbeton hergestellt sind und in denen die Laufschienen der Wagen an eisernen Stützen hängen (Abb. 4). Mehrteilige eiserne Tore verschließen die Kammern nach der Wasserseite hin. Zugänglich sind die Kammern vom Deich aus, Licht erhalten sie durch Oberlichter mit Multiprismen. Für den öffentlichen Fußgängerverkehr, dem die neue Brücke in der gleichen Weise dienen soll wie die alte, ist eine Treppe vorgesehen, die von der Brücke auf den Deich hinabführt.

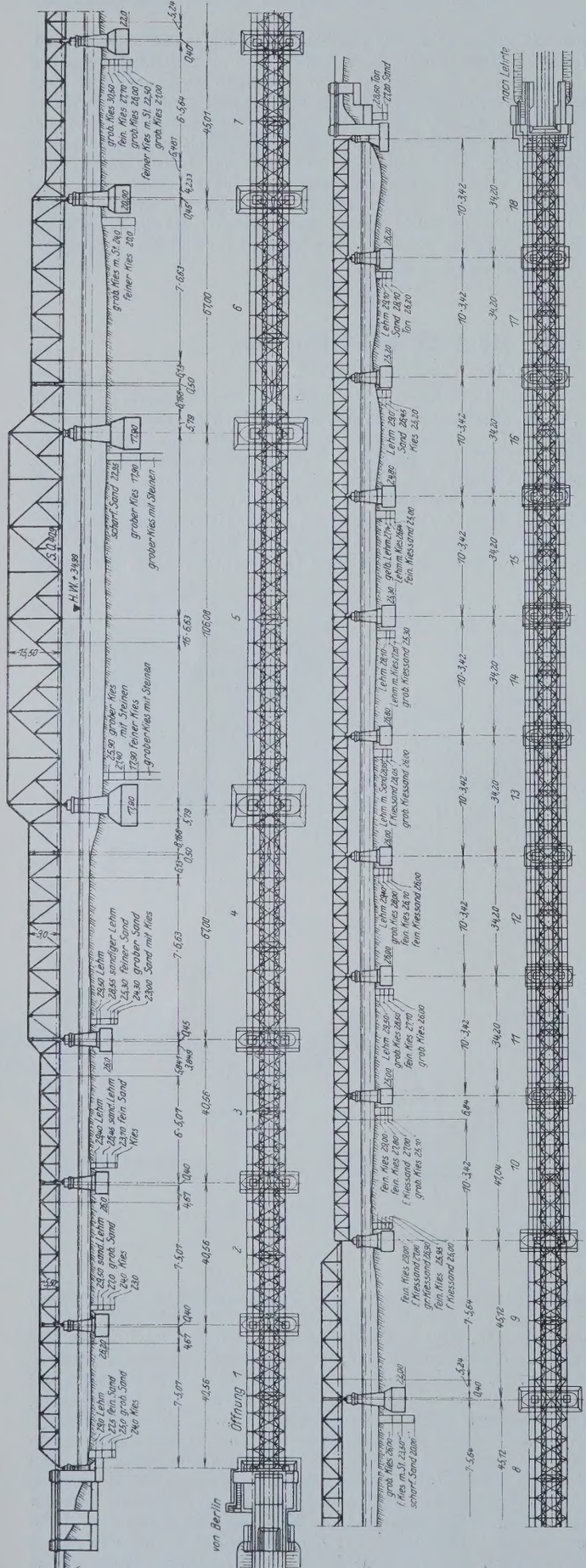


Abb. 1. Ausführungsentwurf für die neue Brücke.

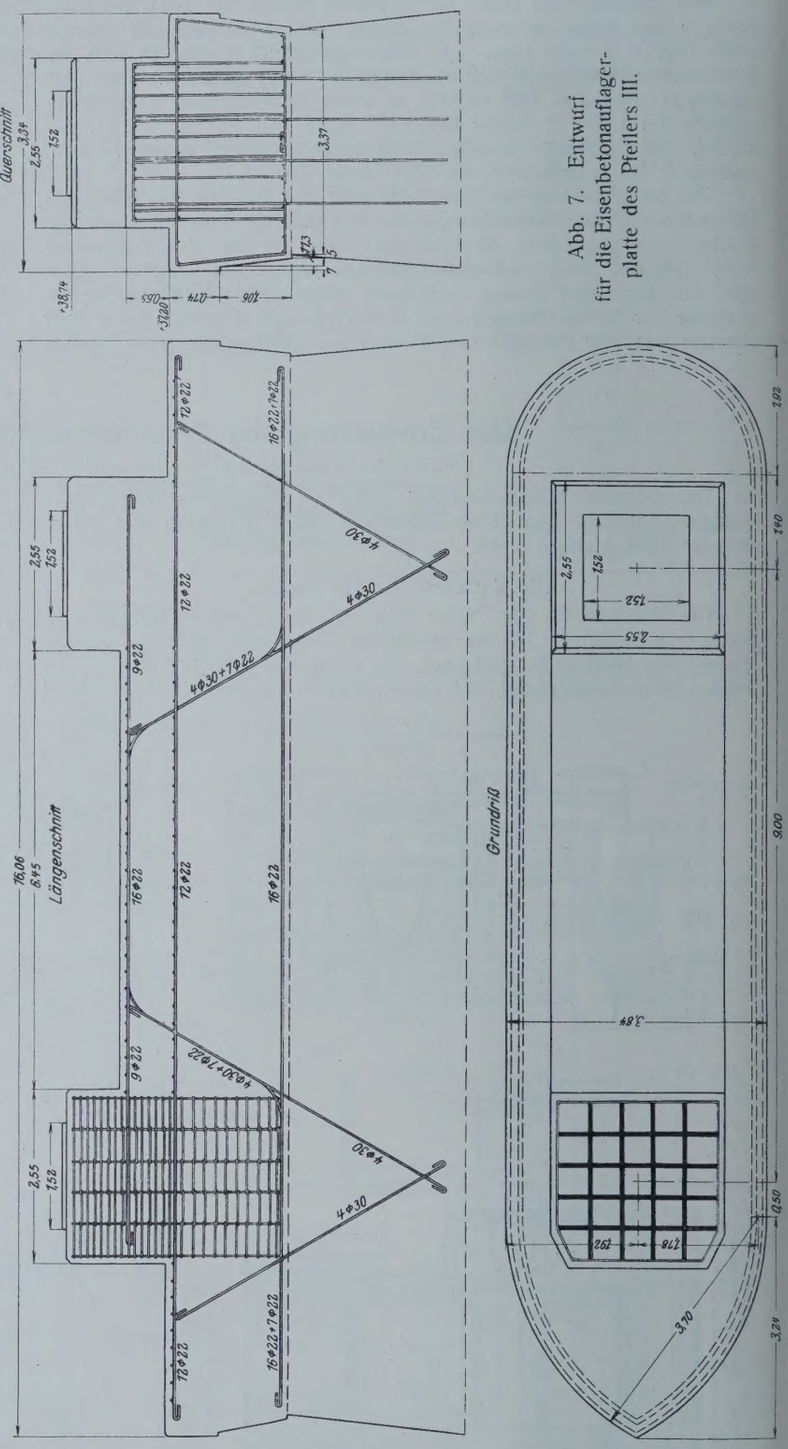


Abb. 7. Entwurf für die Eisenbetonauflagerplatte des Pfeilers III.

Der Baustoff des Landpfeilers ist Beton in verschiedenen Mischungsverhältnissen. Die Sohle des Grundmauerwerks besteht aus einer 50 cm starken Schicht Beton aus 1 Teil Zement, 0,5 Teilen Traß und 5 Teilen Betonkies. Sie soll das darüberliegende Mauerwerk, das 10 Teile Betonkies auf 1 Teil Zement und 0,5 Teile Traß enthält, gegen den unmittelbaren Angriff des Grundwassers schützen. Denn dieses besitzt nach den Untersuchungen der chemischen Versuchsabteilung des Eisenbahnwerks Brandenburg-West wegen seines Gehaltes an Säuren, und zwar hauptsächlich an Kohlensäure betonschädliche Eigenschaften. Für den Seitenschutz wurden die Spundwände als ausreichend angesehen. Das aufgehende Mauerwerk, für das ein Mischungsverhältnis 1 : 8 vorgesehen ist, erhält nur an der dem Eisgang am stärksten ausgesetzten Kante eine Werksteinverkleidung aus Granit, im übrigen eine 10 cm starke Vorsatzbetonschicht. Diese besteht aus 1 Teil Zement, 0,5 Teilen Traß, 1,5 Teilen Granitsplitt und 1,5 Teilen Granitgrus. Sie wird gestockt und verleiht einerseits dem Bauwerk ein gefälliges Aussehen, anderseits stellt sie eine Schutzschicht dar, die das Eindringen von Fluß- und Regenwasser in das Betonmauerwerk nach Möglichkeit verhindern soll. Vor allem für den Eisenbeton

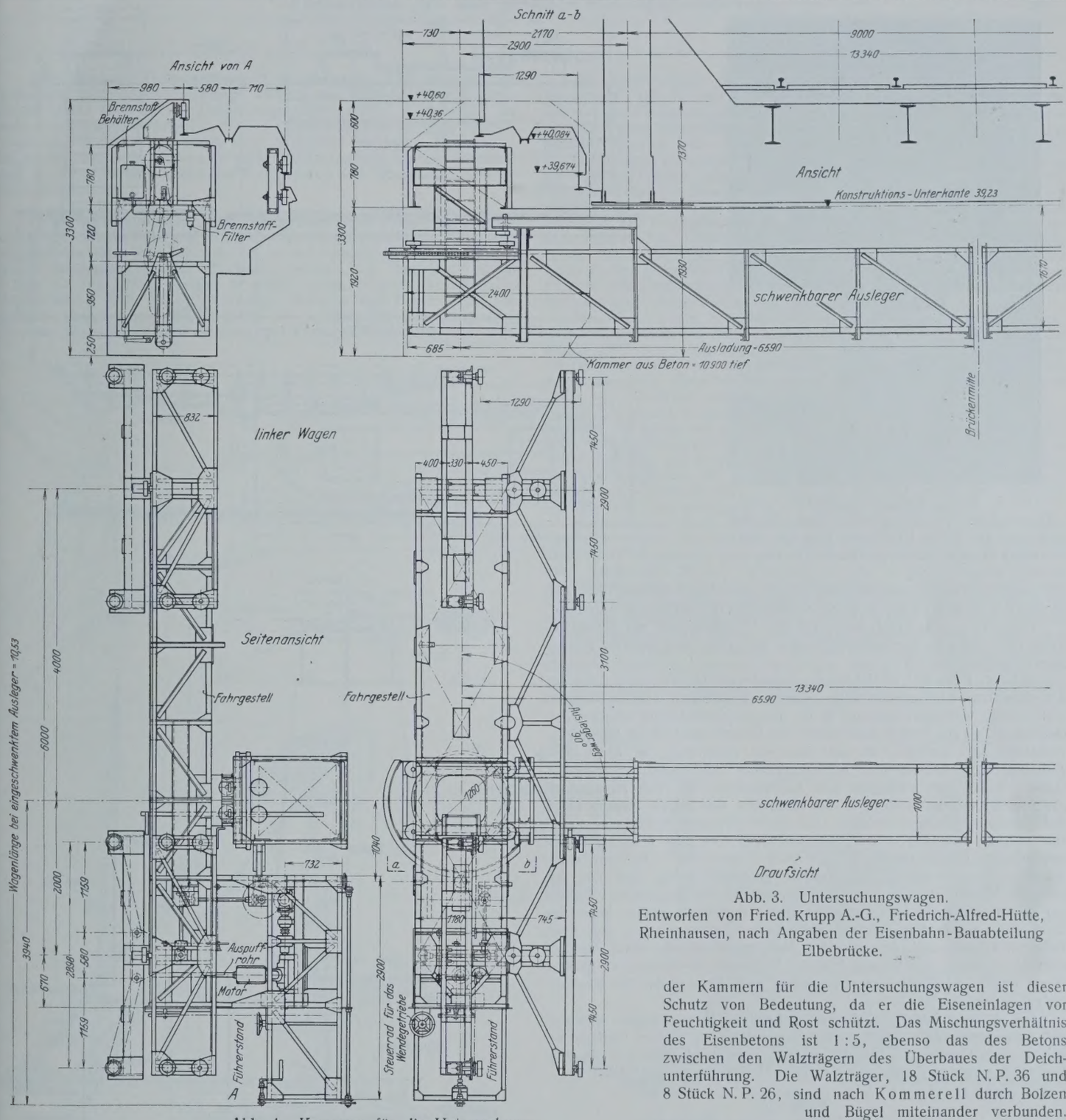


Abb. 3. Untersuchungswagen.
Entworfen von Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, nach Angaben der Eisenbahn-Bauabteilung Elbebrücke.

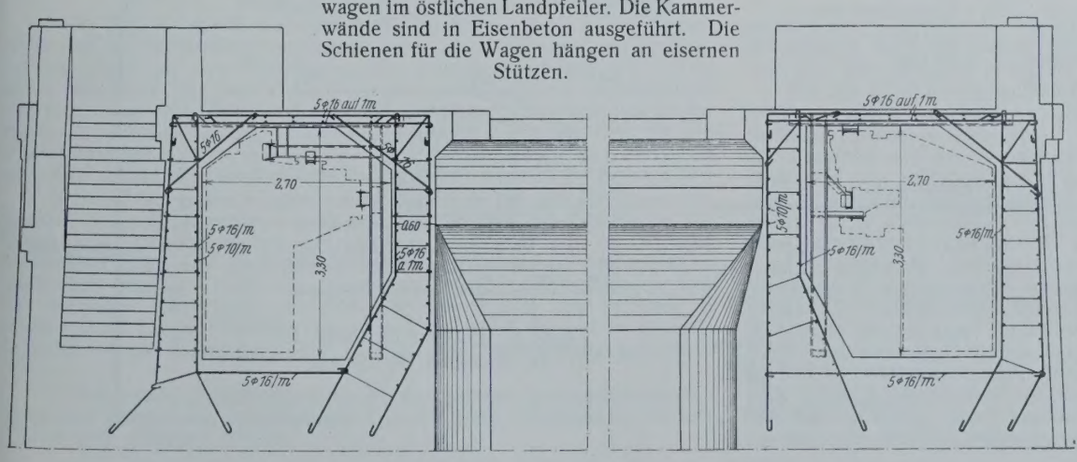
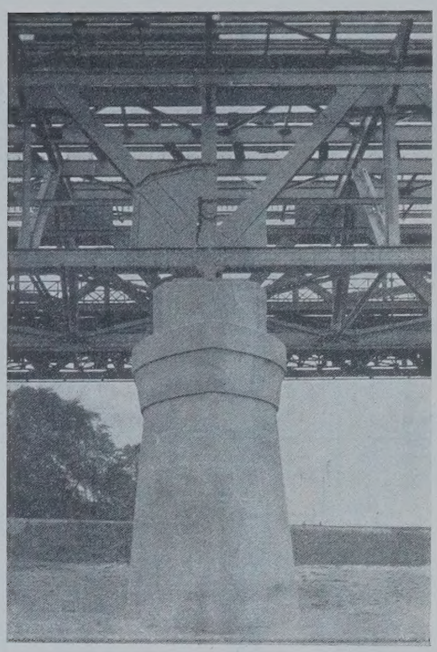


Abb. 4. Kammern für die Untersuchungswagen im östlichen Landpfeiler. Die Kammerwände sind in Eisenbeton ausgeführt. Die Schienen für die Wagen hängen an eisernen Stützen.

der Kammern für die Untersuchungswagen ist dieser Schutz von Bedeutung, da er die Eiseneinlagen vor Feuchtigkeit und Rost schützt. Das Mischungsverhältnis des Eisenbetons ist 1 : 5, ebenso das des Betons zwischen den Walzträgern des Überbaues der Deichunterführung. Die Walzträger, 18 Stück N. P. 36 und 8 Stück N. P. 26, sind nach Kommerell durch Bolzen und Bügel miteinander verbunden. Die Brüstungen aus demselben Baustoff wie der Vorsatzbeton sind mit Eiseneinlagen versehen.

Die Pfeiler I und II sind in der Ausführung und in den Abmessungen einander gleich. Der Pfeiler III weicht von ihnen nur in der Stärke etwas ab (Abb. 5). Die Mischungsverhältnisse des Betons und die Baustoffe entsprechen denen des Landpfeilers.

Auf dem Grundmauerwerk, das für eine höchste zulässige Bodenpressung von 4,5 kg/cm² berechnet worden ist, baut sich der Pfeilerschaft auf, der hier wie auch bei den anderen Pfeilern infolge der mittigen Lage der Auflager (Abb. 6) und den dadurch erreichten günstigen



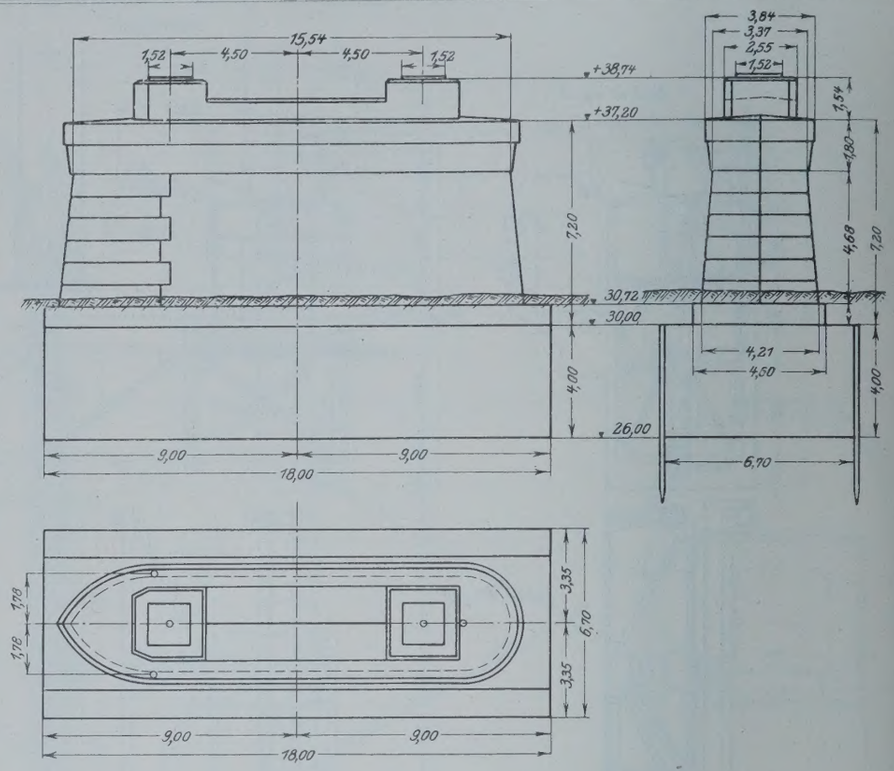


Abb. 6. Mittige Auflagerung zweier eiserner Überbauten. Das bewegliche Auflager (Pendellager) des einen Überbaues liegt auf dem festen Auflager des benachbarten Überbaues.

Kraftangriff verhältnismäßig schlank ausgebildet werden konnte, ohne daß infolge der großen Lasten zu große Spannungen im Mauerwerk entstehen.

Dadurch war es auch möglich, eine Verminderung der Durchflußweite der neuen Brücke gegenüber der der alten bei gleicher Pfeileranzahl zu vermeiden.

Bei den Pfeilern I bis III ist das aufgehende Mauerwerk nur an der der Strömung zugekehrten Seite mit einer kräftigen Granitwerksteinverblendung versehen, während es im übrigen Vorsatzbeton erhalten hat. Der obere Teil des Pfeilers wird durch eine Eisenbetonplatte im Mischungsverhältnis 1 : 5 gebildet, die mit den aus Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1 : 4 hergestellten Auflagerquadern ein zusammenhängendes Ganzes bildet und einerseits den Auflagerdruck auf den Pfeilerschaft gleichmäßig verteilt, anderseits das Auftreten von Rissen zwischen den Auflagern mit Sicherheit verhütet. Die Eisenbetonplatte besitzt eine obere, eine mittlere und eine untere Eisenbewehrung, die zum Teil aufgebogen sind und von Bügeln umfaßt werden (Abb. 7 auf S. 40). Der Berechnung der Eiseneinlagen wurde die Annahme zugrunde gelegt, daß das aufgehende Mauerwerk samt der Eisenbetonplatte als umgekehrter Balken auf zwei Stützen mit überkragenden Enden angesehen werden kann, der durch die gleichmäßig verteilt gedachten Spannungen in der Fuge zwischen Grund- und aufgehendem Mauerwerk belastet wird, und bei dem die Auflager die Stützen bilden. Wo diese Berechnung zu geringe Werte ergab, wurde die Eisenbewehrung entsprechend der der Nachbarpfeiler angenommen.

Die Auflagerquadern sind mit senkrechten Eiseneinlagen versehen, die, durch wagerechte Bügel zusammengehalten, ein dichtes Geflecht ergeben. Das Gesims der Eisenbetonplatte ermöglicht eine gute Zugänglichkeit der Auflagerteile, was für deren Unterhaltung von Vorteil ist.

Pfeiler III.

Gewichtsberechnung für eine Pfeilerhälfte.

Auflagerdruck eines Auflagers $A = 728$ t (ohne Stoßziffer).

Bremskraft $Hb = 67{,}0$ t; für Beton: $\gamma = 2{,}2$ t/m³;

für Eisenbeton: $\gamma = 2{,}4$ t/m³.

$G_1 = 2{,}6 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}486 \cdot 2{,}4 = 24{,}108$ t,

$G_2 = \frac{1 \cdot 8{,}4}{3} (34{,}23 + 20{,}79 + \sqrt{34{,}23 \cdot 20{,}79})\, 2{,}2 = 503{,}247$ t,

$G_3 = 6{,}70 \cdot 9{,}0 \cdot 4 \cdot 2{,}2 = 530{,}64$ t.

Berechnung der Kantenpressungen.

Fuge	$R \cos \alpha$ t	F m²	$\frac{R \cos \alpha}{F}$ kg/cm²	e m	b m	$1 + \frac{6e}{b}$	σ_I kg/cm²	$1 - \frac{6e}{b}$	σ_{II} kg/cm²	Bemerkung
e—f	1255,355	34,23	3,667	0,54	4,52	1,72	6,31	0,28	1,03	Betondruck
g—h	1785,995	60,30	2,961	0,53	6,70	1,47	4,35	0,53	1,57	Bodendruck

(Fortsetzung folgt.)

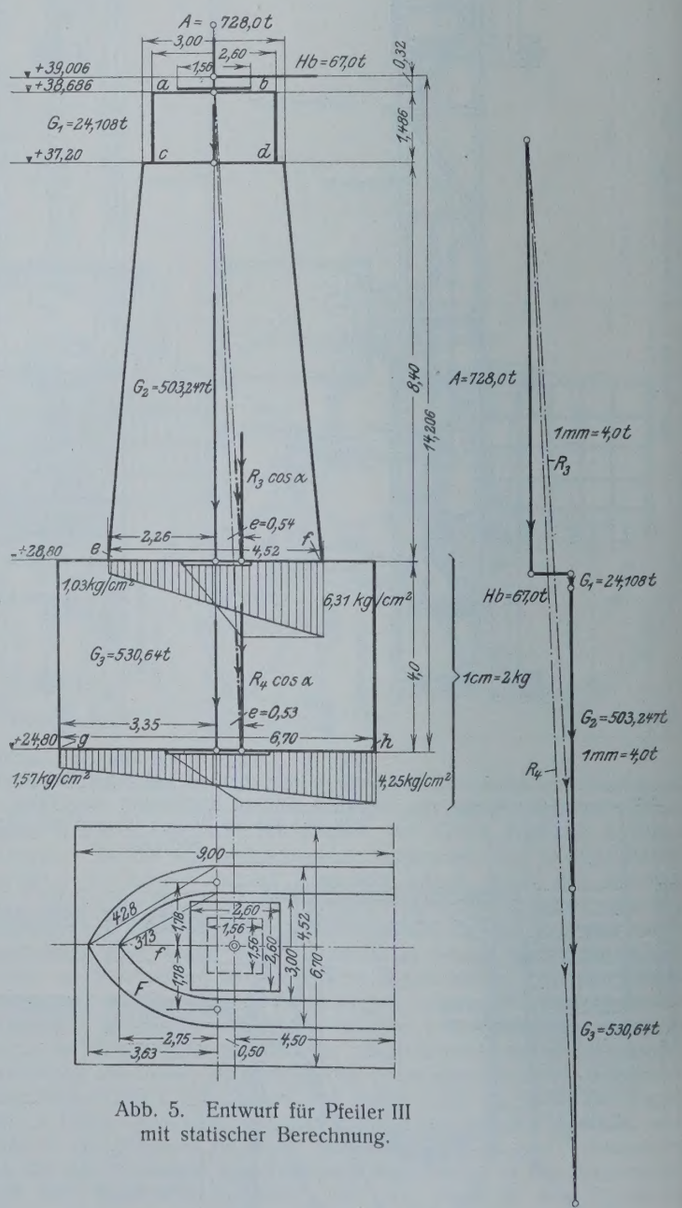


Abb. 5. Entwurf für Pfeiler III mit statischer Berechnung.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Januar ausgegebene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Fader: Geleitwort zum Jahrgang 1926. — Neubauten der Stadt Naumburg a. S. Architekt: Stadtbaurat Hossfeld. — Regierungsbaumeister H. Werner: Die Geldbeschaffung für den Wohnungsbau. — Dipl.-Gartenbauinspektor K. Knippel: Die Wirtschaftlichkeit der Gartensiedlungen.

Gewölbereihendämme und Frostgefahr. Die starke Beschädigung der in den Jahren 1915 und 1916 als Gewölbereihendamm in Eisenbeton ausgeführten Gem-Lake-Talsperre ist in der amerikanischen Fachliteratur lebhaft besprochen worden. Nachdem bereits „Eng. News-Rec." unterm 2. und 30. Juli 1925[1]) darüber berichtet haben, bringen neuerdings im Septemberheft 1925 von „Proceedings" Dolson und Huber eine eingehende Untersuchung über Ursachen und Umfang der Zerstörung sowie über die Wege zu ihrer Beseitigung und künftigen Verhütung.

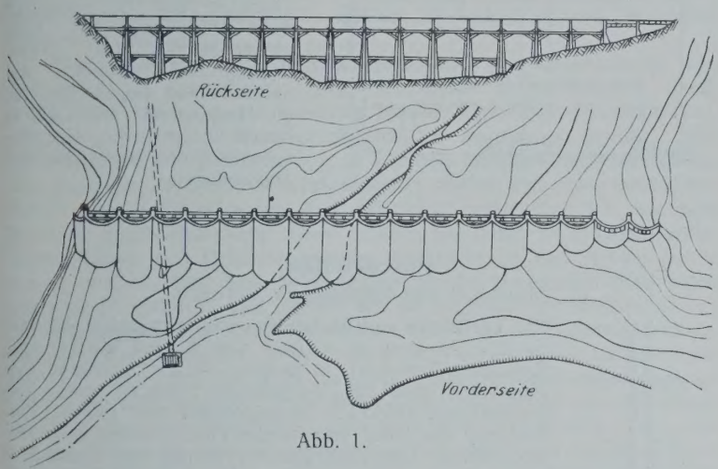


Abb. 1.

Nach Abb. 1 besteht die Sperre aus 16 Bogen von 12,20 m Spannweite und rd. 7,0 m Halbmesser nebst zwei Abschlußbogen von unregelmäßiger Form an den Widerlagern; die Kronenlänge beträgt rd. 210 m, die größte Höhe der Bogen 25,60 m, die größte gesamte Bauwerkhöhe von Mauerkrone bis Unterkante Gründung 34,15 m. Die Stärke der Bogen wechselt zwischen 0,30 m an der Krone bis zu 1,20 m am Fuß, die der Pfeiler zwischen 0,56 m und 1,30 m. Die Querversteifung der Pfeiler ist aus Abb. 1 und 2 ersichtlich, die Neigung der Vorderseite beträgt 50°.

Während der ersten 8 Jahre seines Bestehens hat sich der Damm im ganzen einwandfrei gehalten und nur sehr geringe Rissebildung in den Bogen und Zwischenpfeilern aufzuweisen gehabt, so daß er durchaus wasserdicht blieb und im September 1918 eine schwere Probe geradezu vorbildlich bestand: Nach ausnahmsweise heftigen Niederschlägen und bei teilweiser Versperrung der Überfälle war damals das Bauwerk in seiner ganzen Länge 8 Stunden lang 10 cm hoch überflutet und — obschon in keiner Weise darauf berechnet — ohne jede Beschädigung geblieben.

[1]) Vergl. auch „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen" unter den Stichworten „Staumauern" XIXs 89 u. 99, „Einflüsse auf Beton" VIe 49 und „Unfälle" IV h 18.

Allmählich zeigten sich jedoch zunehmende Beschädigungen an der Vorderseite, die in der Abblätterung dünner Schichten bestanden und offenbar auf Frostwirkung zurückzuführen waren, nachdem die anfängliche Annahme einer Stoßwirkung der 0,75 bis 1 m starken Eisschollen sich bei näherem Zusehen nicht hatte aufrechterhalten lassen. In dem Glauben, durch einen gut deckenden Isolieranstrich einer weiteren Frosteinwirkung vorbeugen zu können, entschloß man sich nach voraufgehenden Laboratoriumversuchen von I. Y. Jewett zu einer Behandlung mit „Ironit". Dazu mußten vorher die schadhaften Stellen teilweise bis über 20 cm tief ausgestemmt und neu ausbetoniert werden, doch sah man bald, daß trotz der dafür erforderlichen, recht mühevollen Arbeiten ein mehr als vorübergehender Erfolg auf diese Weise nicht zu erzielen war: Nachdem der Damm kurze Zeit dicht gewesen, begannen schon mit dem Eintritt der nächsten Frostzeit die Zerstörungen von neuem, und im Jahre 1924 ergab sich die Notwendigkeit einer eingehenden Untersuchung.

Bei dieser wurde festgestellt, daß bei den Pfeilern der Beton durchweg von einwandfreier Beschaffenheit war, auch der obere Teil sämtlicher Bogen bis etwa 10 m unterhalb der Mauerkrone völlig unbeschädigt und so widerstandsfähig war wie nur je; ebenso wies der untere Teil der Bogen über dem Mauerfuß nur geringe Schäden auf, in der Mitte jedoch zeigte sich der Beton verrottet, brüchig und von geringer Festigkeit.

Es hatten sich in dieser Zone der Mauer an der Außenseite Löcher gebildet, ein Schlag mit der Spitzhacke gab keinen Klang und hatte dieselbe Wirkung wie gegen trockenen Tonboden geführt: Der Beton ließ sich leicht entfernen, und die kranken Stellen waren ohne Anstrengung bis unter die Bewehrung (Abb. 5) auf eine Tiefe von etwa 46 cm abzusplittern, so daß man — da das Becken zu dieser Zeit zum Teil gefüllt war — schließlich mit den Untersuchungen recht vorsichtig werden mußte.

In Würdigung dieses Befundes und der dabei in Frage kommenden Umstände kamen die Sachverständigen einstimmig zu der Ansicht, daß die Ursache der Zerstörungen nur in dem den Beton durchfeuchtenden und dann gefrierenden Wasser zu suchen sei, da in jener Gegend während der Wintermonate anhaltender starker Frost (über — 32 ° C) herrscht. Ein Vergleich der beobachteten Temperaturen mit den jeweiligen Wasserständen zeigt, daß die letzteren in dieser Zeit stets 10 m unter der Krone geblieben waren, was den guten Befund des oberen Mauerteils ebenso erklärt, wie denjenigen der mit dem Wasser nicht in Berührung kommenden Pfeiler; überdies waren die ersteren durch den darauf liegenden Schnee noch weiterhin geschützt. Eine Unterstützung erhielt die obige Auffassung durch ähnliche Beobachtungen, die bei der Newada California Power Co. an einer kleinen Sperrmauer am Bishop Creek gemacht waren, deren dünne Wandungen unter der starken Frosteinwirkung ebenfalls nur in den unterhalb des Wasserspiegels gelegenen Teilen gelitten hatten.

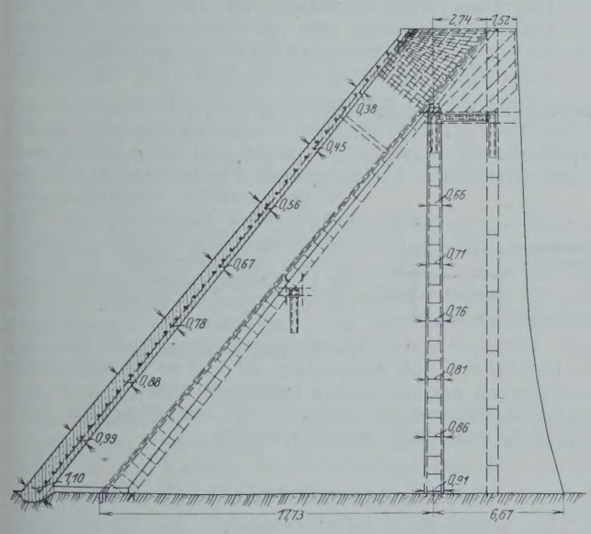


Abb. 3.

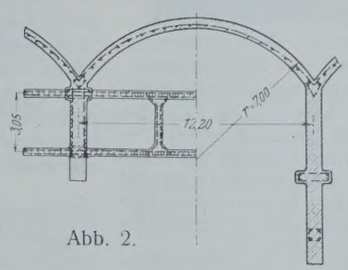


Abb. 2.

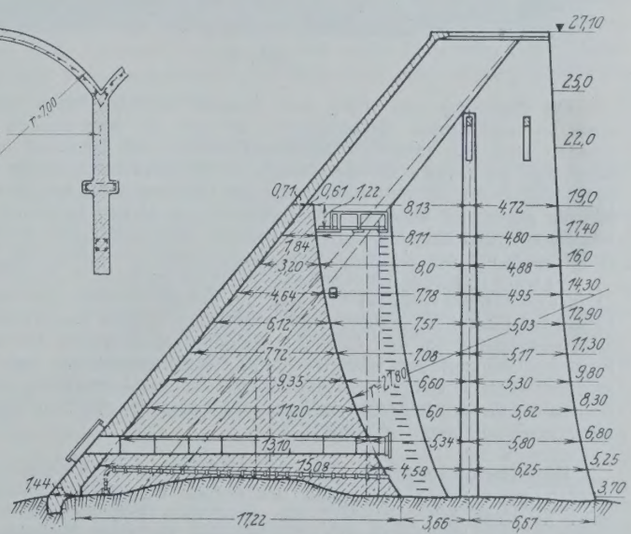


Abb. 4.

Für die Wiederherstellungsarbeiten dachte man zunächst an eine Steinschüttung, deren wasserdichte Außenseite dann durch die bisherige Bogenwandung gebildet worden wäre. Angesichts der schweren Zugänglichkeit der Baustelle und der dadurch bedingten schwierigen und kostspieligen Förderung des erforderlichen Materials entschloß man sich zu der in Abb. 4 dargestellten Ausführung, die durch eine Ausbetonierung der unteren 15 m diesen Teil des bisherigen Gewölbereihendammes in eine Schwergewichtmauer verwandelt.

In Auswertung der bei diesem bemerkenswerten Vorkommen gewonnenen Erfahrungen wird vor allem für durch Wasserdruck und niedrige Temperatur beanspruchte Bauwerke ein völlig dichter Beton verlangt, denn auch das geringste Eindringen von Wasser hat Zerstörungen, diese wieder zunehmende Durchfeuchtung und zunehmende weitere Zerstörung im Gefolge. Dichtende Anstriche können von Vorteil sein, nutzen jedoch auch nichts bei Haarrissen, die bei den in Frage kommenden geringen Wandstärken infolge der Schwankungen der Temperatur und des Wasserstandes sowie des damit verbundenen Spannungswechsels unvermeidlich sind.

Abb. 5.

Die Erzielung von völlig und dauernd dichtem Beton ist — zumal unter so ungünstigen Bedingungen, wie sie im vorliegenden Falle bestanden und bei ähnlichen Sperrmauerbauten oft bestehen werden — schwierig; zu Talsperren von geringer Wandstärke würde daher der Beton sorgfältig gegen höhere Kältegrade zu schützen sein, und Dolson und Huber geben zu überlegen, ob alsdann ein Damm in Stein- oder Erdschüttung nicht den Vorzug vor anderen Staumauertypen verdient, eine Auffassung, mit der sie nicht ohne Widerspruch geblieben sind.

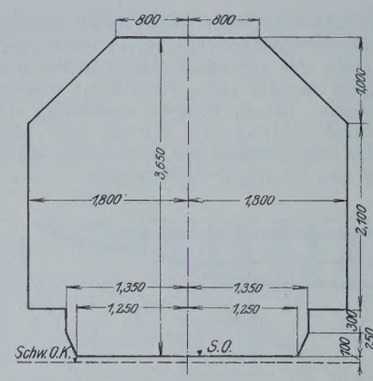
So weist in einem der eingangs erwähnten Berichte in „Eng. News-Rec." O'Shaugchnessy darauf hin, daß die Schuld bei den Zerstörungen am Gem-Lake-Damm in mangelhafter Ausführung liegen müsse, da der Entwurf einwandfrei sei und Gewölbereihendämme ähnlicher Art sich gegen Frosteinwirkungen gut bewährt hätten, und neuerdings sucht in dem gleichen Blatt J. Jorgensen die Ursache in der Verwendung fehlerhaften Zementes, da der benachbarte Agnew-Damm unter gleichen Verhältnissen ohne Beschädigungen geblieben ist. Ki.

Rüttelbeton im Straßenbau.[1]) In Amerika werden neuerdings Betonstraßen nicht durch Abrammen des Betons hergestellt, sondern dieser wird in einer Art behandelt, die etwa dem Rüttelverfahren zur Herstellung von Kunststeinen und sonstigen kleineren Betonkörpern entspricht. Natürlich kann dabei nicht der Beton selbst bewegt werden, sondern es wird die klopfende Bewegung eines schnell laufenden Motors auf ihn übertragen. Der Beton wird dadurch so fest, daß man ihn im frischen Zustande betreten kann und daß selbst ein Lastwagen, der ihn alsbald nach dem Einbringen und Abklopfen befährt, nur einen leichten Eindruck hinterläßt.

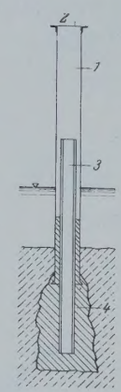
Die Betonstraße wird zunächst in der üblichen Weise, mit oder ohne Eiseneinlagen, hergestellt. Nach dem Einbringen und Abgleichen des Betons wird auf die Fahrbahn Steingrus von 3 bis 6 mm Korngröße aufgestreut; das kann entweder mit der Schaufel von Hand geschehen, oder es kann an der Vorrichtung zum Abklopfen des Betons ein Behälter für den Grus angebracht sein, aus dem der Grus durch ein Mundstück nach vorn ausfließt. Auf den Beton wird dann ein Netz von gleichlaufenden Latten von etwa 7 cm Breite in 9 bis 10 cm Abstand mit Querstäbchen von 2 × 2 cm Querschnitt in 1,5 cm Abstand auf der Unterseite aufgelegt. Auf diesem Netzwerk läßt man die Klopfvorrichtung, von Hand geführt, hin und her fahren. Sie besteht im wesentlichen aus einem Verbrennungsmotor, der auf einem Fahrgestell mit breiten Felgen aufgebaut ist. Sein Schwungrad kann durch bewegliche Anhängsel so beeinflußt werden, daß der Schwerpunkt außerhalb der Drehachse zu liegen kommt, und diese Exzentrizität genügt, um der Vorrichtung die schnell rüttelnde oder klopfende Bewegung zu verleihen. Der Beton erhält durch die Einwirkung dieser Bewegung auf ihn eine sehr dichte Oberfläche, auf der sich die aufgelegten Latten abzeichnen.

Das Verfahren ist bisher meist für Straßen mit leichtem Verkehr, z. B. in Parkanlagen, angewendet worden; es soll sich aber auch zur Herstellung städtischer Straßen mit schwerem und dichtem Verkehr eignen. Wkk.

[1]) Vergl. Dr.-Ing. Kleinlogel, Nordamerikanische Betonstraßen, S. 73 u. f. Charlottenburg 1925. Zementverlag. Ferner: „Die Bautechnik" 1925, Heft 49, S. 694. Die Schriftleitung.



Umgrenzungslinie der festen Teile für die südslawischen Haupteisenbahnen von 760 mm Spurweite. Zu den Angaben hierüber in der „Bautechnik" 1925, Heft 29, S. 407, wird uns mitgeteilt, daß sie für die Bahnen im ehemaligen „Bosnien und Herzegowina" nicht zutreffen. Die Umgrenzungslinie für diese Bahnen ist vielmehr die nebenstehend dargestellte; für die Hauptbahnen mit 1,435 m Spurweite gilt die Umgrenzungslinie der österreichischen Staatsbahnen.

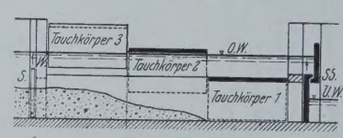


Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen (Kl. 84c, Nr. 417328 vom 26. 4. 1922 von August Wolfsholz, Preßzementbau A.-G. in Berlin). — Zur Ausübung des Verfahrens wird das Vortreibrohr 1 durcch einen aufgeschraubten Deckel 2 abgeschlossen und zwecks Verdrängung des innen anstehenden Grundwassers unter entsprechenden Luftdruck gesetzt, worauf das Fußstück 3 unter gleichzeitigem Abheben des Vortreibrohres durch Einpressen flüssigen Mörtels mit Hilfe eines höheren Luftdrucks hergestellt wird. Hierdurch können die Pfähle im Wasser ohne die üblichen Hilfsmittel mit größter Sicherheit und in einfacher Weise im Boden befestigt werden.

Geschiebefang für Werkkanäle (Kl. 84a, Nr. 417161 vom 7. 8. 1924 von Dr.-Ing. Karl Thürnau in Darmstadt). — Der Geschiebefang besteht aus einer Vorrichtung, die bezweckt, das abgelagerte oder ankommende Geschiebe mittels versenkbarer Tauchkörper im Flußbett aus dem Raume vor der Schwelle abzutreiben und mittels eines Kanals, der aus den versenkten Tauchkörpern gebildet wird, in das Unterwasser zu spülen. Die Vorrichtung besteht aus mehreren, vor der Schwelle senkbar angeordneten winkel- oder hakenförmigen Tauchkörpern, die an einem Führungsgerüst oder an Pfeilern des Bedienungssteges auf und ab bewegt werden können. Zum Entfernen des Geschiebes können je nach der mehr oder minder starken Geschiebebewegung entweder die Tauchkörper der Reihe nach oder gleichzeitig miteinander versenkt werden.



Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Otto Jentsch, Edgar Winter (Wasser- und Straßenbaufach), Dr.-Ing. Johannes Schulz (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Versetzt worden ist der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Natermann von Duisburg an die Kanalbauabteilung in Essen a. d. Ruhr.

Sächsische Straßen- und Wasserbauverwaltung. Versetzt am 1. 1. 1926: Regierungsbaurat Tropitzsch und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Sachs vom Talsperrenbauamt Muldenberg zur Wasserbaudir ktion Dresden; Regierungsbaurat Klein vom Wasserkraftbauamt Klosterbusch zum Straßen- nud Wasserbauamt Döbeln und Regierungsbaurat Busch vom Wasserkraftbauamt Waldenburg zum Straßen- und Wasserbauamt Chemnitz.

Abgeordnet am 1. 1. 1926: Regierungsbaurat Limmer von der Wasserbaudirektion Dresden zum Straßen- und Wasserbauamt Pirna.

INHALT: Die neue Haupthalle für die nordische Messe in Kiel. — Die Sturmfluten der Nordsee an der Wesermündung. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau. Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Gewölbereihendämme und Frostgefahr. — Rüttelbeton im Straßenbau. — Umgrenzungslinie der festen Teile für die südslawischen Haupteisenbahnen von 760 mm Spurweite. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 22. Januar 1926. Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Die Betonauskleidung der Werkkanäle.

Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. **S. Kurzmann,** Vorstandsmitglied der „Mittlere Isar A.-G.", München.[1])

1. Zweck.

Je mehr man dazu übergeht, die Wasserkräfte der größeren Flüsse nach einheitlichem Plane auszunutzen und zu diesem Zwecke lange Flußabschnittte zusammenzufassen, um so größer wird der Anteil an den Kosten der Gesamtanlage, der auf die Werkkanäle trifft, da die Kanäle bedeutende Längenausdehnung erhalten müssen und für sehr große Wasserführung einzurichten sind. Dem richtigen Entwurf des Werkkanals nach Linienführung, Höhenplan und Querschnitt ist daher bei der Bearbeitung des Gesamtentwurfs solcher Niederdruckanlagen besondere Sorgfalt zu widmen.

Hier wiederum ist von großer Bedeutung die wirtschaftliche Ausgestaltung des Querschnitts. Um seine Größe zu beschränken, muß, wenn nicht etwa auf die Schiffahrt Rücksicht genommen werden soll, eine möglichst hohe Wassergeschwindigkeit zugelassen werden. Man ist in den letzten Jahren hier bis zu 2 m/Sek. mittlerer Profilgeschwindigkeit gegangen. So große Geschwindigkeiten machen aber einen besonderen Schutz der Kanalböschungen und der Sohle notwendig, den man jetzt meistens durch Abdeckung dieser Flächen mit Beton zu erreichen sucht. Beim Ausbau von Großwasserkräften in Bayern in den letzten Jahren war es möglich, über diese Betonauskleidung der Werkkanäle Erfahrungen aller Art zu sammeln, und hiervon soll im folgenden die Rede sein.

Wie erwähnt, ist ein Hauptgrund für die Wahl der Betonauskleidung, daß sie ermöglichen soll, eine große Fließgeschwindigkeit im Kanal zuzulassen, ohne daß die Sohle ausgespült und die Böschungen angenagt oder unterspült werden. Falls Böschungen und Sohle aus verhältnismäßig grobem Kies bestehen, könnte man vielleicht auf den Schutz verzichten, wenn man keine zu große Wassertiefe wählt, und den Böschungen entsprechende flache Neigung gibt (etwa unten dreimaligen, oben zweimaligen Anlauf). Die Entscheidung wird hier durch die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung gebracht. So wird man bei tiefen Einschnitten in grobem Kies unter Umständen trotzdem zu der Betonauskleidung kommen, wenn die Kosten des Mehraushubes bei flachen Böschungen bedeutend größer werden als die Kosten des Betons, der für die Auskleidung bei steileren Böschungen und bei kleinerem Querschnitt erforderlich wird. Maßgebend kann dabei auch sein, daß nicht so viel wertvolles Kulturland beansprucht werden muß, wenn der Kanalquerschnitt durch die Betonauskleidung verringert wird.

Eine große Rolle bei der Entscheidung, ob der Kanal mit Beton ausgekleidet werden soll oder nicht, spielt auch der Umstand, daß, wie man annimmt, die Betonierung der benetzten Flächen die Rauhigkeit vermindert, daß also die gleiche Fließgeschwindigkeit bei geringerem Fließgefälle erreicht werden kann, was für die möglichst weitgehende Auswertung des für die Anlage zur Verfügung stehenden Bruttogefälles von Bedeutung ist.

Auf letzteren Punkt hat insbesondere Hallinger in verschiedenen Veröffentlichungen[2]) in den Jahren 1916/17 hingewiesen, indem er der Anschauung Ausdruck gab, daß durch die glatte Auskleidung mit Stampfbeton in den Kanälen der Gefällverlust wesentlich verringert wird und daß ein viel höherer Prozentsatz des Bruttogefälles der Flußstrecke für die Wasserkraft wirksam gemacht werden kann. Auch daß unter Umständen die betonierten Kanäle billiger werden als die Erdkanäle, erwähnte er. Schon vorher — etwa seit 1908 — waren diese Gesichtspunkte bei dem Entwurf einiger europäischer Wasserkraftanlagen zur Geltung gekommen, wie Direktor Dietz der Alzwerke[3]) mitteilt, so bei den Wasserkraftanlagen am Gurk-Fluß in Kärnten und in Wiener-Neustadt, sowie im Jahre 1909 bei der Kraftanlage Trostberg in Bayern. Auch ein Entwurf über den Ausbau des mittleren Inns, den die bayerische Wasserkraftabteilung der Obersten Baubehörde im Jahre 1909 aufgestellt hat, sah bereits Betonauskleidung und eine Gefälle von nur 0,10 ‰ vor.

Diese beiden Gründe — Schutz der benetzten Flächen und Verminderung der Rauhigkeit — waren wohl zunächst bestimmend dafür, daß man begonnen hat, die Werkkanäle mit Beton auszukleiden. Dazu kam aber sehr bald noch eine dritte Aufgabe, die die Betonauskleidung erfüllen soll, nämlich die Dichtung der wasserseitigen Flächen des Werkkanals. Ein Werkkanaldamm wird bei gleicher Wassertiefe und gleicher Höhe über dem Gelände nicht anders beansprucht als der Staudamm einer Talsperrenanlage. Während man bei Staudämmen mit besonderer Vorsicht vorgeht und meistens in ihrem Innern einen besonderen Lehm- oder Betonkern zur Verhütung des Wasserdurchtritts anbringt, muß man bei den Werkkanälen wegen ihrer großen Länge aus Kostengründen im allgemeinen davon absehen. Man begnügt sich hier damit, die wasserbenetzten Flächen durch eine besondere Dichtungsschicht zu schützen, wie es ja auch bei den Dämmen der Schiffahrtkanäle fast immer geschieht. Die Dichtungsschicht wurde früher und bei einzelnen Wasserkraftanlagen auch in letzter Zeit noch aus Lehm hergestellt. Im allgemeinen ist man jedoch jetzt insbesondere bei den Werkkanälen hiervon abgekommen, man teilt vielmehr der Betonauskleidung auch die überaus wichtige Aufgabe der Dichtung zu. Inwieweit und unter welchen Umständen sie diese Aufgabe erfüllt, wird später noch ausführlich behandelt werden. Ludin weist bereits 1913 in seinem Werke[4]) auch auf Ermöglichung der Dichtung durch die Betonauskleidung hin, ebenso finden wir bei Rümelin[5]) einen kurzen Hinweis. Hervorzuheben ist, daß die Dichtung nicht nur bei Dämmen, sondern auch gegebenenfalls in Einschnitten erforderlich werden kann, wenn nämlich durchlässige Erdschichten, wie Geröll und Kies, angeschnitten werden und dadurch ein Teil der Kanalwassermenge in das Grundwasser verloren geht. Bei besonderen geologischen Verhältnissen kann, selbst wenn der Wasserverlust im Werkkanal erträglich wäre, die Vermehrung der Grundwassermenge nachteilig auf Siedlungen und Kulturflächen einwirken. Solche Umstände lagen bei einem größeren bayerischen Wasserkraftunternehmen vor, und selbst wenn die obenerwähnten anderen Gründe nicht bestimmend dafür gewesen wären, in den tiefen Einschnitten den Kanalquerschnitt mit Beton auszukleiden, so hätten doch schon diese geologischen Verhältnisse dazu gezwungen.

2. Art der Ausführung.

Wie aus dem vorhergehenden zu entnehmen ist, muß man sich beim Entwurf des Werkkanals von vornherein darüber klar werden, ob überhaupt eine Betonauskleidung stattfinden soll, welche Strecken damit zu versehen sind und welcher Art sie sein soll. Was die Art der Betonauskleidung betrifft, so werden entweder Platten verwendet, die in der Nähe der zu belegenden Stelle auf Arbeitsplätzen hergestellt und nach dem Abbinden eingebracht werden, oder es wird der Belag auf den abzudeckenden Flächen selbst betoniert. Für die Verwendung fertiger Platten spricht, daß sie in gedeckten Räumen erzeugt und dadurch den der Betonierung nachteiligen Witterungseinflüssen entzogen werden können. Der Belag mit diesen Platten kommt aber selbst bei fabrikmäßiger Herstellung der Platten teurer als der an Ort und Stelle betonierte Belag, da die Lagerung, der Transport und das Verlegen der Platten große Kosten verursachen. Dies ist natürlich besonders dann von Bedeutung, wenn es sich um sehr große zu verkleidende Flächen handelt. Der Plattenbelag hat außerdem den Nachteil, daß durch die vielen Fugen die Dichtung erschwert und die Ausspülung feinen Materials erleichtert wird. Die Größe der Platten ist dadurch begrenzt, daß sie noch leicht vom Herstellungsplatz an Ort und Stelle zu verbringen sein müssen. Um ein Zerbrechen beim Tragen zu verhüten, hat man auch schon dünne Eisenbetonplatten angewandt. Zum Schutz der Ufer wurden Betonplatten schon in den Jahren 1896/97 am Dortmund-Ems-Kanal eingebaut. Sie haben sich nicht bewährt, da der Fuß nicht entsprechend gesichert war. Dagegen hat sich eine 500 m lange Versuchstrecke am Teltowkanal, die 1903 nach Angaben von Prof. Möller mit verankerten Betonplatten belegt wurde, gut gehalten. Ein eigenartiger Plattenbelag wurde in letzter Zeit bei dem Glambockwerk und dem Kraftwerk Klaushof der Überlandzentrale Belgard-Stolp sowie beim Radaunewerk der Stadt Danzig ausgeführt. Er wurde nicht auf die ganze Länge des Werkkanals aufgelegt, sondern nur in den Strecken, die dem Wasserangriff besonders ausgesetzt

[1]) Nach dem gleichnamigen Aufsatze des Verfassers im „Wasserkraft-Jahrbuch 1924". Verlag R. Pflaum A.-G., München.

[2]) „Die großen staatlichen Niederdruckwasserkräfte in Südbayern." Dießen 1916. Verlag Huber.
„Höchstausnutzung des Gefälles mit kleinstem Aufwand bei Erschließung unserer Niederdruckwasserkräfte." Zeitschr. d. V. d. I. 1917, S. 187.

[3]) Zeitschr. d. V. d. I. 1920, S. 723.

[4]) Ludin, Die Wasserkräfte, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung. Berlin 1913. Verlag von Julius Springer, 2. Band, S. 1089.

[5]) Rümelin, Wasserkraftanlagen. Sammlung Göschen, 1913, 1. Band, S. 80.

sind. Die sechseckigen Betonplatten (Abb. 1) haben also ebenso wie die erwähnte Abdeckung am Dortmund-Ems-Kanal von den drei Aufgaben der Betonauskleidung nur die der Sicherung gegen Wasserangriff zu erfüllen. Sie wurden auf den zu schützenden Flächen selbst betoniert (Abb. 2); ihre Form wurde aus dem Bestreben gewählt, ein Bruchsteinpolygonpflaster möglichst zu ersetzen. Ihr Vorteil gegenüber zusammenhängenden Betondecken wurde von der Bauleitung darin gesehen, daß größere Unterkolkungen beim Setzen der Böschungen vermieden werden, da die Platten sich in den Fugen lösen und nachsenken können. Auf den Böschungen wurden die Platten kalottenförmig überhöht, um größere Rauhigkeit und Festigkeit zu erzielen. Quadratische Platten von 50 cm Seitenlänge und 12 cm Stärke wurden beim Elektrizitätswerk Öpfingen der Stadt Ulm verwendet und haben sich dort so gut bewährt, daß für die neue Kraftwerkanlage bei Donaustetten ebenfalls wieder dieser Belag vorgesehen ist.

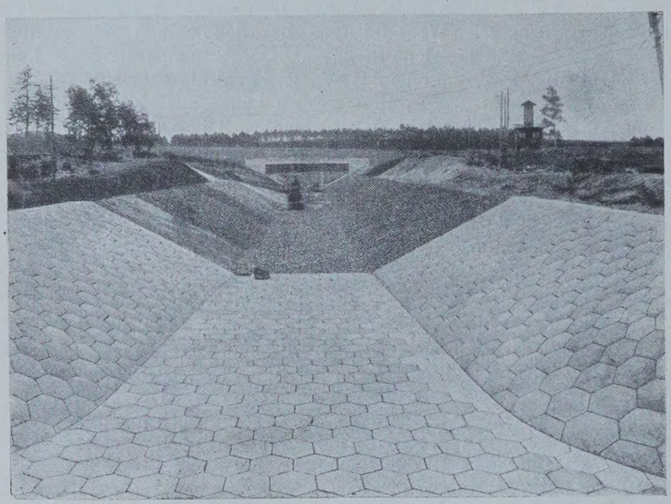


Abb. 1. Sechseckige Betonplatten.

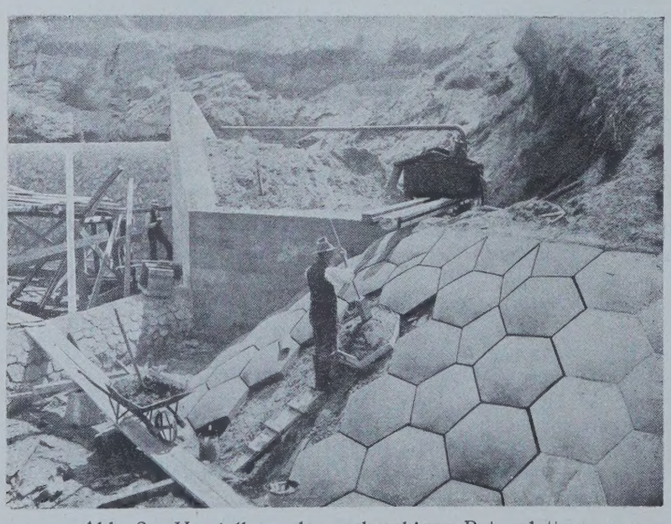


Abb. 2. Herstellung der sechseckigen Betonplatten.

Im allgemeinen wird jetzt vorgezogen, die Betondecke möglichst zusammenhängend an Ort und Stelle selbst herzustellen. Als Gründe dafür wurde schon die billigere Herstellung und die Vermeidung der allzu vielen Fugen angegeben. Bei den bayerischen Großwasserkraftanlagen wurde diese Abdeckungsweise, soweit Betonierung vorgesehen war, durchweg angewandt, und im folgenden wird daher nur diese Art der Betonauskleidung behandelt werden.

Eine ganz zusammenhängende Decke läßt sich freilich auch beim unmittelbaren Aufbringen des Betons nicht herstellen. In diesem Falle würden sich wegen des Schwindens des Betons beim Erhärten, wegen etwaigen Setzens der Erdunterlage nach Aufbringen der Wasserlast und wegen der Temperatureinflüsse unvermeidlich unregelmäßige Risse im Beton bilden. Um dies zu verhüten, müssen daher Trennungsfugen vorgesehen werden. Darüber, wie sie am zweckmäßigsten herzustellen sind, gehen die Meinungen auseinander. Bei einigen Anlagen wurde ein trennender Stoff, wie Dachpappe oder Holz, zwischen die einzelnen Felder gelegt. Holz wählt man deshalb, weil man annimmt, daß die verwendeten dünnen Bretter oder Latten im Wasser anschwellen und so etwaige Zwischenräume dichten. Es besteht jedoch die Gefahr, daß bei häufig wechselndem Wasserstande das in die Trennungsfugen gelegte Holz fault und so eher schädlich wirkt. Auch Dachpappe verwittert allmählich. Im allgemeinen sieht man jetzt auch schon wegen der Kosten davon ab, besondere Stoffe in die Trennungsfugen zu legen, man sucht vielmehr die Trennungsmöglichkeit durch die beim Betonieren entstehenden Baufugen zu gewinnen, wobei in der Weise verfahren wird, daß man zunächst nur jedes zweite Feld herstellt und dann nach Entfernung der Schalung die offenen Felder zwischen den bereits fertigen schließt. Bei maschineller Aufbringung des Böschungsbetons ergibt sich noch eine andere Art der Trennungsfugen, wie weiter unten bei der Besprechung dieser Ausführungsweise dargelegt werden wird. An den Böschungen schafft man in der Regel nur senkrechte Trennungsfugen bei einer Breite der Felder von 3 bis 4 m; dagegen läßt man an der Sohle die Fugen parallel und senkrecht zur Kanalachse verlaufen, indem man Quadrate von 3 bis 4 m Seitenlänge bildet. Da immer mit einem Öffnen der Fugen zu rechnen ist, darf die Betonauskleidung nicht unmittelbar auf Lehm oder Sand aufgelegt werden, weil sonst das feine Material bei den offenen Fugen herausgespült wird. Es muß vielmehr eine 15 bis 20 cm starke Kiesbettung vorgesehen werden. Bei Lehmböschungen ist die Kieszwischenlage auch erforderlich, damit sich bei plötzlichem Sinken des Wasserspiegels im Kanal auch der Wasserspiegel hinter der Betonauskleidung rasch mitsenken kann, da sonst bei Frost die oberste Lehmlage gefriert und dadurch, daß sie sich wirft, die Betonauskleidung zersprengt.

Die Dicke der Auskleidung sucht man möglichst abzumindern, da natürlich jede geringe Verstärkung die Kosten erheblich vermehrt, indem sie auf die gesamten benötigten Betonmengen und auch auf die im Einschnitt auszuhebenden Aushubmassen von erheblichem Einfluß ist. Man macht im allgemeinen die Auskleidung 10 bis 20 cm stark, wobei an der Sohle und am Fuß der Böschung mindestens 15 cm Dicke gewählt wird, während die Böschungsabdeckung vom Fuß aus nach oben je nach der Neigung der Böschung entsprechend verschwächt wird. Steile Böschungen müssen eine stärkere Abdeckung erhalten als flache.

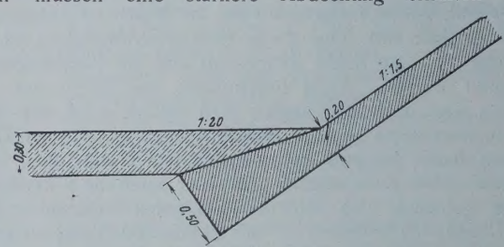


Abb. 3. Ausbildung des Fußes der Betonauskleidung.

In manchen Fällen verzichtet man auf die Betonabdeckung der Sohle, indem man nur die Böschungen bekleidet. Bei der Mittleren Isar geschah dies z. B. in den Kanalstrecken, wo die Sohle aus Lehm besteht und mit Rücksicht auf die Schiffahrt auf den Beton nochmals eine Kieslage aufzubringen gewesen wäre. Wenn die Sohle nicht abgedeckt wird, muß dafür gesorgt werden, daß der Fuß des Böschungsbetons entsprechend ausgebildet wird und auf den gewachsenen Boden zu sitzen kommt. Abb. 3 läßt die Ausmaße erkennen, die bei der Mittleren Isar der Betonauskleidung gegeben wurden. Daraus ist auch zu ersehen, daß der Fuß des Böschungsbetons, wenn die Sohlenabdeckung unterbleibt, mindestens 50 cm stark auszubilden sein wird.

Bei den großen in Frage kommenden Massen hängen natürlich die Kosten auch sehr von dem zu wählenden Betonmischungsverhältnis ab. Bei der Mittleren Isar wurden z. B. rd. 200 000 m³ Beton allein für Böschungs- und Sohlenabdeckung des Werkkanals benötigt. Wenn bei 1 m³ Beton nur 10 l Zement weniger verwandt werden konnten, so war dadurch eine Ersparung von 2 Mill. l = 2800 t Zement zu erzielen, nach heutigen Preisen ein Betrag von rd. 150 000 R.-M. Die Wahl des richtigen Mischungsverhältnisses bedarf daher eingehender Untersuchungen und Erwägungen. Bei einigen bayerischen Großwasserkraftanlagen ist man bis zu einem Mischungsverhältnis von 1 R.-T. Zement : 16 R.-T. Kiessand (Kies und Sand in natürlichem Gemenge) gegangen, wobei dann der magere Beton noch mit einer aufgeriebenen Betonfeinschicht im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 3 R.-T. Sand überzogen wurde. Aus Ersparnisgründen und um eine bessere Dichtung zu erzielen, wird auch Traß der Mischung beigesetzt. So hat die Mittlere Isar auf Grund von Versuchen, die sie im Jahre 1920/21 anstellte, zunächst eine Mischung von 1 R.-T. Zement : 0,7 R.-T. Traß : 16 R.-T. Kiessand für die Betonauskleidung gewählt. Die Versuche wurden in einer 140 m langen Auftragstrecke des Werkkanals vorgenommen, die ober- und unterstrom durch Betonmauern abgesperrt wurde. Das so geschaffene Becken wurde mit Wasser gefüllt, um die Festigkeit und Dichtigkeit verschiedener Betonmischungen prüfen zu können. Nach Ablassen des Wassers wurde dann die Wetterbeständigkeit beobachtet, auch das Maß des Schwindens der verschiedenen Mischungen wurde festgestellt. Neben diesen Beobachtungen gingen auch Untersuchungen im Laboratorium der Technischen Hochschule in Karlsruhe unter Leitung von Prof. Dr. Probst

einher. Das erwähnte Mischungsverhältnis (1 : 0,7 : 16) entsprach allen Anforderungen, die an die Betonauskleidung zu stellen sind. Bei der Herstellung der Auskleidung im großen hat sich jedoch gezeigt, daß auf rascheres Abbinden des Betons großer Wert zu legen ist, da die Oberfläche der ausgedehnten Betonflächen gegenüber den verschiedenen Witterungseinflüssen besonders während der Abbindezeit sehr empfindlich ist. Wegen der Eigenschaft des Trasses, das Abbinden zu verzögern, sah man daher bei der Mittleren Isar in den letzten Jahren von dem Traßzusatz ab, zumal es sehr schwierig war, die für das gute Abbinden des Traßzementbetons unerläßliche ständige Benetzung durchzuführen. Man wählte dafür ein Mischungsverhältnis von 1 R.-T. Zement : 12 R.-T. Kiessand, das ungefähr die gleichen Kosten erforderte wie die oben erwähnte Mischung. Nach all den Erfahrungen, die bei den bayerischen Großwasserkräften gemacht wurden, sollte man das Mischungsverhältnis der Betonauskleidung nicht magerer als 1 : 12 oder 1 : 0,7 : 16 nehmen.

Eine sehr schwierige Frage ist die Behandlung der Oberfläche der Betonauskleidung. Da der verhältnismäßig magere Beton sehr porös ist, wittert er bei Frost stark aus. Dieser Gefahr ist die Betonauskleidung auf ihre ganze Ausdehnung bis zur Inbetriebnahme der Werke, solange der Kanal noch leer ist, ausgesetzt, was immerhin einige Winter der Fall sein kann; aber auch nach Füllung des Kanals besteht die Gefahr für die oberhalb der Wasserlinie liegenden Betonflächen weiter und wird hier noch insofern vermehrt, als bei den großen Niederdruckwasserkräften mit

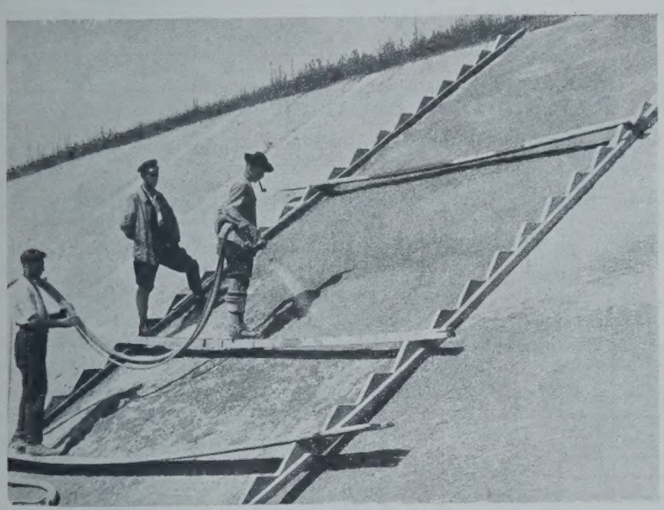


Abb. 4. Torkretierung zum Schutze der Auskleidung.

einem gewissen Speicherbetrieb in den langen Kanalhaltungen zu rechnen ist, so daß die oberen Böschungsflächen vom Wasser bald benetzt, bald frei sind und dann im nassen Zustande der Einwirkung des Frostes unterliegen. Es liegt nahe, die rauhe Oberfläche durch eine Betonfeinschicht, wie oben schon erwähnt, oder durch einen Putz vor dem Eindringen der Feuchtigkeit und damit auch vor dem Frost zu schützen. Dies hat jedoch seine praktischen Schwierigkeiten, da die fette Putzschicht stärker schwindet als der magere Beton und daher fast immer feine Haarrisse im Putz auftreten. Zudem ist nur schwer zu erreichen, daß der Putz unmittelbar nach der Betonierung aufgebracht wird; meistens folgt das Aufbringen des Putzes mit einigem Zeitabstand nach, was zur Folge hat, daß der Beton inzwischen ganz oder teilweise abgebunden hat und dem frischen Putz Feuchtigkeit entzieht. Dadurch haftet der Putz schlecht auf der Unterlage und blättert bei Frost ab, wozu noch die erwähnten Haarrisse beitragen. Es wurde auch versucht, die Putzschicht dadurch zu ersetzen, daß nur ein feiner Mörtel von der Mischung 1 : 1 auf den frischen Beton mit Scheibe aufgerieben wurde. Aber auch hier zeigten sich stellenweise Abblätterungen. Aus diesen Gründen und da die Kosten der Betonauskleidung durch den Putzüberzug stark erhöht werden, sah man bei der Mittleren Isar von einer besonderen Behandlung der Oberfläche ab und zog es vor, den Beton durch Zusatz von Traß oder später durch vermehrte Beimengung von Sand zum Kiessand möglichst dicht und an der Oberfläche geschlossen zu machen.

In Betracht käme vielleicht das Überziehen der Oberfläche mit einem Torkretputz. Die Mittlere Isar hat dieses Verfahren an einzelnen Stellen angewendet, um durch Frost beschädigten Beton vor weiterer Zerstörung zu schützen (Abb. 4). Der Putz wurde im Mischungsverhältnis 1 : 6 in 1 cm starker Schicht aufgetragen und hat sich bisher gut gehalten. Bei Anwendung dieses Verfahrens auf die ganze Ausdehnung der Betonauskleidung würden allerdings sehr erhebliche Kosten anfallen, da das Mitführen der Einrichtung, die Wasserversorgung usw. nicht einfach sind.

Es wurde auch versucht, den Torkretputz unmittelbar auf Kiesböschungen ohne weitere Betonunterlage in einer Schicht von etwa 5 bis 7 cm Stärke aufzutragen. Abgesehen von den großen Einrichtungs- und Herstellungskosten, die eine derartige Betonauskleidung erfordern würde, hat sich auch gezeigt, daß der Kies durch den Strahl der Torkretspritze von der Böschung abgespült wird und daher eine gleichmäßige Decke nur schwer zu erzielen ist.

Die Betonauskleidung bedingt einige Einrichtungen, die beim Entwurf schon mit vorzusehen sind. Um während des Baues leicht von der Sohle zum oberen Böschungsrande gelangen zu können, ist es zweckmäßig, in nicht zu großer Entfernung voneinander Treppen anzulegen, die ebenfalls in Beton auszuführen sein werden. Beim Glambockwerk war es auch notwendig, in gewissen Abständen Wildtreppen aus Latten auf die Betonfläche aufzulegen, um dem in den Kanal gelangten Wild zu ermöglichen, wieder herauszukommen. Auch für die Menschen sind die glatten Betonflächen sehr gefährlich, da es einem in den Kanal Gefallenen bei niederem Wasserstande unmöglich ist, sich an der Böschung festzuhalten oder sich herauszuarbeiten. Deshalb wird vielfach vorgeschrieben, bei den Treppen Schwimmbäume anzubringen, die ein Festhalten erleichtern sollen. Wie die Erfahrung gezeigt hat, bieten auch diese Schwimmbäume nur geringe Möglichkeit für Rettung. Die Mittlere Isar hat zu diesem Zweck im Stadtbereich von München in kurzen Entfernungen am Böschungsrande Boxdornbüsche gepflanzt, deren bis zum Wasserspiegel rankende Zweige ein Festhalten und Emporarbeiten erleichtern sollen. Das beste Mittel, Unfälle zu verhüten, wird immer

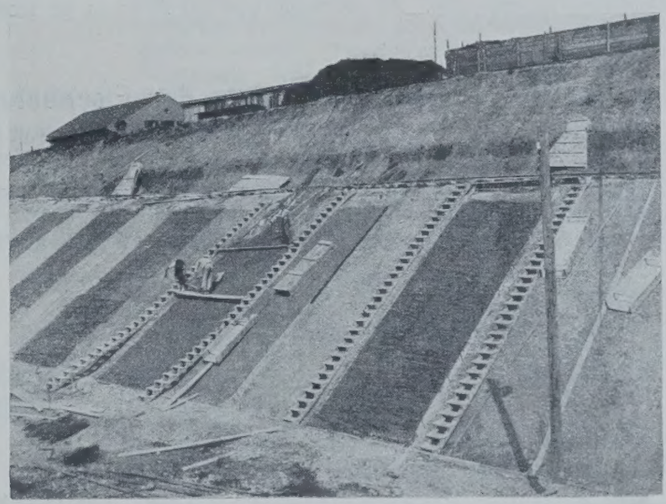


Abb. 5. Aufbringen des Böschungsbetons von Hand.

darin bestehen, daß man die Bevölkerung durch Zäune, Verbotstafeln und Aufsichtspersonen möglichst von den gefährlichen Kanalrändern fernhält.

3. Arbeitseinrichtungen.

Beim Herstellen der Betonauskleidung ist auf zweckmäßige Arbeitseinrichtungen besonderer Wert zu legen; denn sie verringern nicht nur die Kosten, sondern von ihnen hängt es auch ab, ob die Betonabdeckung gut ausfällt und die ihr gestellten Aufgaben erfüllt. Wenn sonst große Betonmengen auszuführen sind, handelt es sich um eine verhältnismäßig eng begrenzte Baustelle, für die dann durch günstige Anordnung der Lager für Zement und Zusatzstoffe, der Aufbereitungs- und Mischmaschinen, der Wasserversorgung sowie der Transporteinrichtungen ein wirtschaftlicher Betrieb sichergestellt werden kann. Hier aber ändert sich gewissermaßen die Baustelle von Tag zu Tag. Mischmaschinen und die Lager können nicht ständig mit der Betonierungsstelle weiterwandern. Sie sind daher so zu legen, daß der angemachte Beton so rasch wie möglich und auf günstigste Weise zu der Verwendungsstelle gebracht werden kann. Es muß demgemäß schon bei der Durchführung der Erdarbeit der Betriebsplan der Betonauskleidung festliegen, da die Kieslager an den Punkten zu schütten sind, wo die Voraussetzungen für die spätere Aufstellung der Betonmischmaschinen — günstige Zufahrtverhältnisse für den Zement und die Einrichtungsmöglichkeit der Wasserversorgung — gegeben sind. Da der angemachte Beton nicht zu lange unterwegs sein soll, ist die Transportlänge begrenzt. Größere Transportweiten als 1,5 km sind nicht zu empfehlen; die Standpunkte der Mischmaschinen sollen daher nicht weiter als 3 km auseinanderliegen. Damit das Verbringen des angemachten Betons zur Verwendungsstelle ungestört vor sich geht, müssen hierfür besondere Transportgleise gelegt werden, die auch für die Kreuzung der Voll- und Leerzüge entsprechende Ausweichstellen haben müssen. Weil das Gleis wegen der häufigen Verlegung nicht zu schwer sein soll und große Transportgefäße hier auch nicht notwendig sind, wird man zweckmäßig für den Betontransport 60 cm Spur wählen.

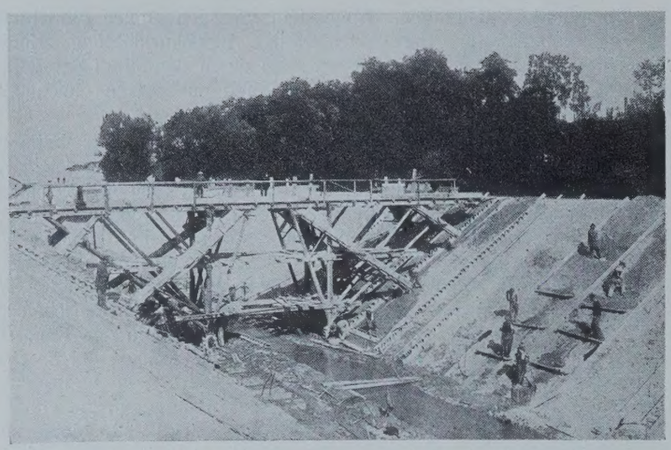


Abb. 6. Böschungsbetonierung mit fahrbarem Gerüst.

Nicht nur das Anmachen des Betons, sondern auch das Verarbeiten des Betons an der Verwendungsstelle erfordert sorgfältig vorzubereitende Einrichtungen. Man muß hier zwischen der Sohlen- und der Böschungsbetonierung unterscheiden. An der Sohle wird der Beton in die schachbrettartig angeordnete Schalung stets von Hand eingebracht werden können. Der Beton wird mit Muldenkippern, die auf der Sohle fahren, beigebracht, an Ort und Stelle gekippt, ausgebreitet und von Hand gestampft. Preßluftstampfer anzuwenden wird hier nicht möglich sein, da die Mitführung von Preßlufterzeugern und der Preßluftleitung zu hohe Kosten verursachen würde.

Für die Böschungsbetonierung sind maschinelle Einrichtungen zweckmäßig. Ihr Vorteil hat sich beim Ausbau der Mittleren Isar durch den Zeitgewinn und die Gleichmäßigkeit des erzeugten Böschungsbetons deutlich gezeigt, und daher sei hier kurz die Entwicklung geschildert, die diese Einrichtungen beim Bau dieses Werkes nahmen. Zuerst wurden die Böschungen in der Weise betoniert, daß der angemachte Beton auf der Dammkrone angefahren und mit Schüttrinnen, die auf den Böschungen lagen, abgelassen wurde. Auf den Böschungen wurde er von unten her aufgebaut und teils senkrecht zur Böschung, teils gleichlaufend mit der Böschung gestampft. Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß dies seine Schwierigkeiten hat, weil die natürliche Richtung für das Stampfen senkrecht nach abwärts geht. Das Stampfen kommt teuer und führt doch nicht zu einem gleichmäßig dichten Beton. Außerdem bewirkt das Ablassen des Betons in den langen Rinnen, daß er unten entmischt ankommt und durch Umschaufeln neu gemischt werden muß (Abb. 5). Um ein ständiges Verlegen der Rinnen zu vermeiden, wurden bald fahrbare Gerüste geschaffen, von denen aus Schüttrinnen auf verschiedene Höhen der Böschung hinführten und die gestatteten, die beiden Kanalböschungen gleichzeitig zu betonieren (Abb. 6). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Von Reichsbahnrat **Zwach**, Vorstand der Eisenbahnbauabteilung Elbebrücke, Stendal.

(Fortsetzung aus Heft 3.)

Für die Pfeiler IV bis VIII, die in den Strom zu stehen kommen, wurde Druckluftgründung vorgesehen. Die Grundfläche des Pfeilers IV, der neben der halben Auflast des größten Überbaues auch die gesamte Bremskraft dieses Überbaues aufnehmen soll, hat eine Breite von 12 m bei einer Länge von 21 m, die des Pfeilers V eine solche von 9 m bezw. 21 m, des Pfeilers VI von 8 m bezw. 20 m und der Pfeiler VII und VIII von 7 m bezw. 18 m (Abb. 8). Die Arbeitskammern der Pfeiler IV bis VIII bestehen aus Eisenfachwerken, die mit Beton im Mischungsverhältnis 1 Teil hochwertiger Zement zu 4 Teilen Betonkies umkleidet sind. Gegen das säurehaltige Grundwasser schützt eine 10 cm starke Vorsatzbetonschicht aus 1 Teil Siccofixzement und 4 Teilen feinem Betonkies. Auch die Sohle des Grundmauerwerks besteht aus einer gleichartigen Siccofixzementschicht. Über der Decke des Arbeitsraumes wird der Beton magerer genommen. Auf dem Grundmauerwerk ruht ein dachförmig sich verjüngender Teil, der durch Klinkerverblendung gegen Säureangriffe geschützt ist. Auf diesem erhebt sich der Pfeilerschaft, der bei den Pfeilern IV bis VIII wegen des zu erwartenden stärkeren Wasser- und Eisangriffs in seinem ganzen Umfange mit Granit verblendet ist. Der Beton innerhalb der Granitummantelung hat ein Mischungsverhältnis 1 : 8. Die Eisenbetonauflagerplatten entsprechen denen der Pfeiler I bis III.

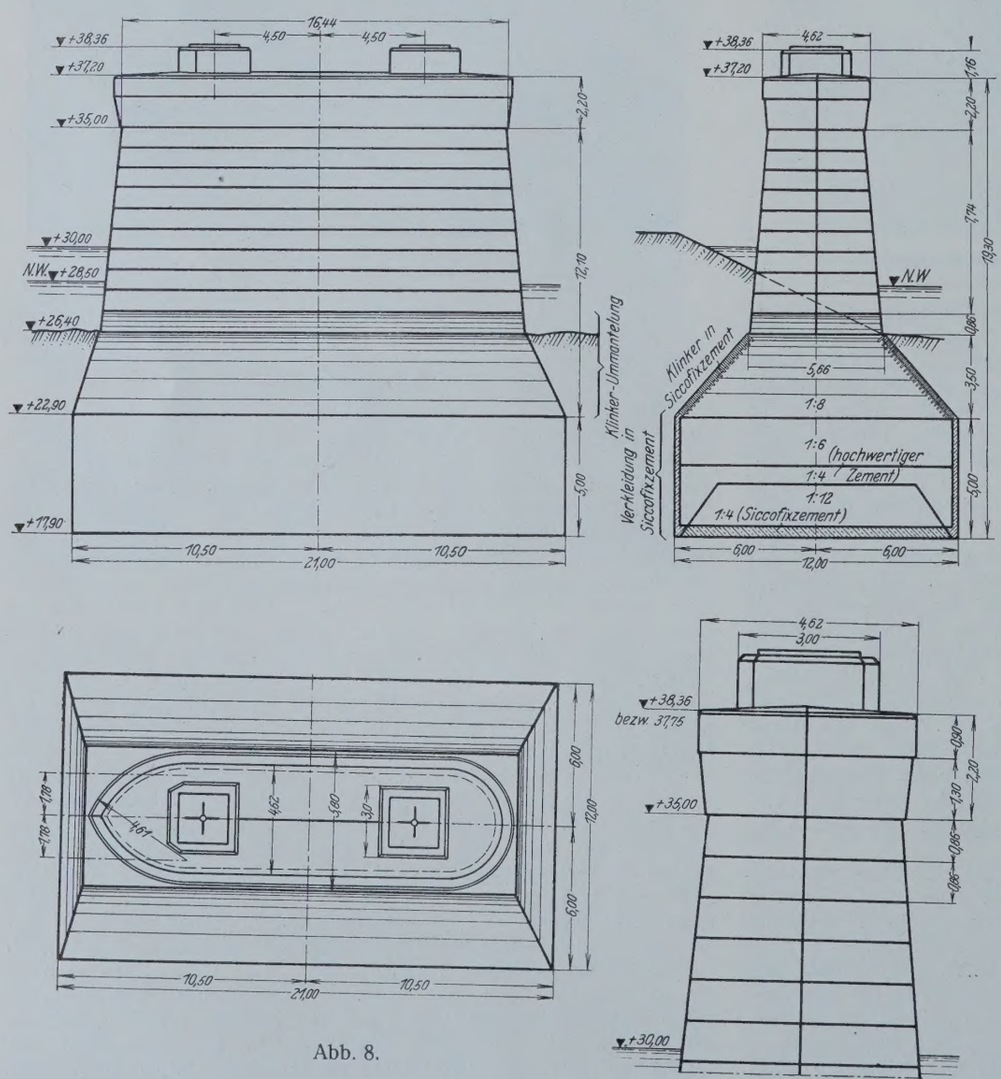


Abb. 8.

Den Übergang von den Strompfeilern zu den Flutpfeilern bildet der Pfeiler IX (Abb. 9). Er ist deshalb kräftiger ausgebildet als die übrigen Flutpfeiler und wegen der zu erwartenden Eisangriffe, da er in der Nähe des Stromes liegt, mit Granitwerksteinen verkleidet, während die eigentlichen Flutpfeiler X bis XVII ebenso wie die Pfeiler I bis III auf dem östlichen Vorlande nur an der Spitze Granitverkleidung tragen und im übrigen mit Vorsatzbeton versehen sind (Abb. 10). Mit den Flutpfeilern hat der Pfeiler IX die geringere Höhe gemeinsam, die durch die als Deckbrücke ausgebildeten eisernen Überbauten der Flutbrücke bedingt ist.

Die Pfeiler X bis XVII unterscheiden sich voneinander nur durch die verschieden tiefe Gründung. Ein Kolk, der teilweise zugeschüttet wurde, machte die tiefere

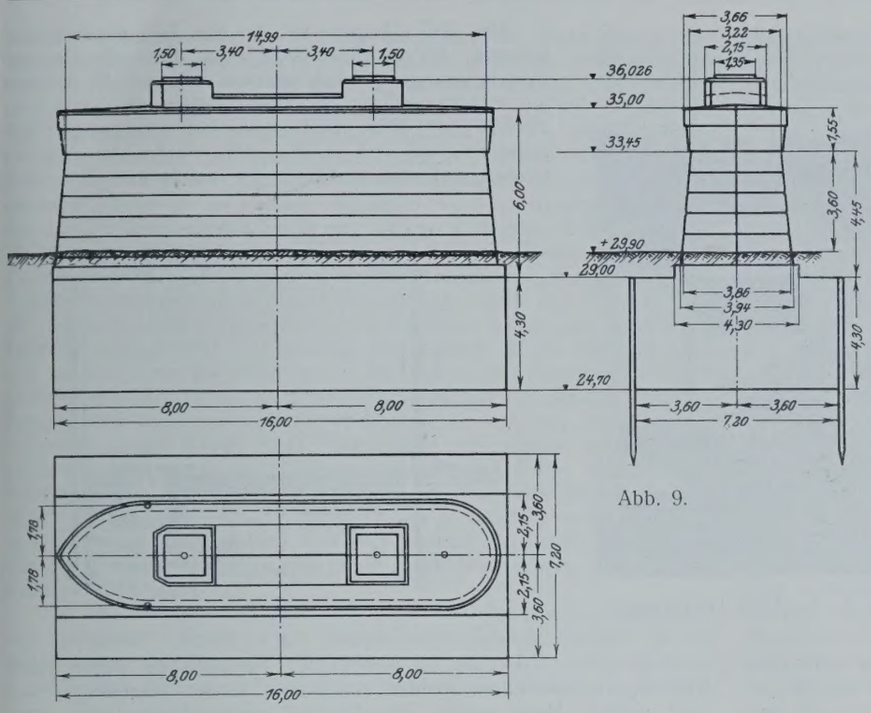


Abb. 9.

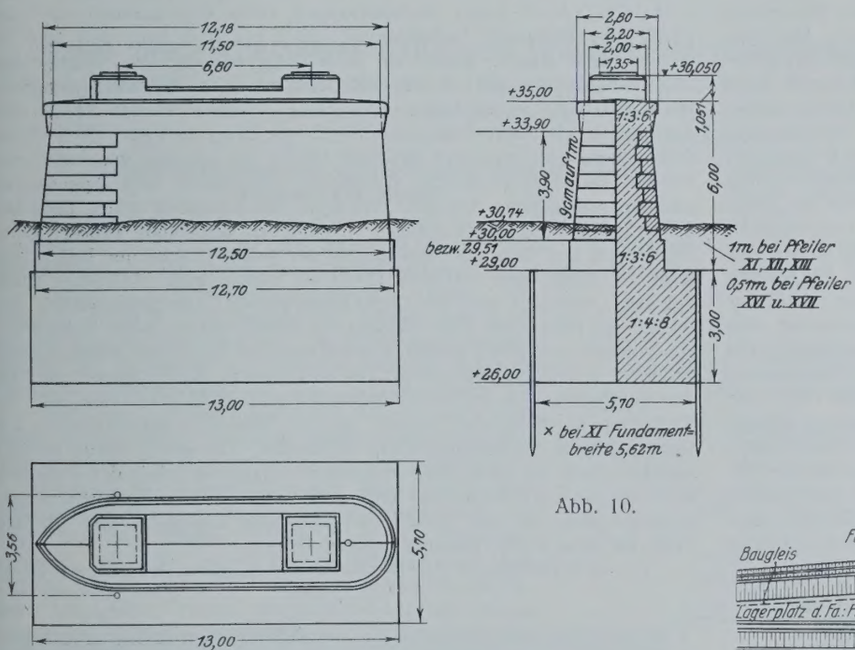


Abb. 10.

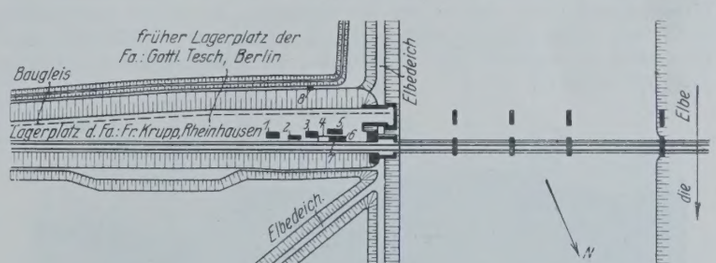
Gründung der Pfeiler XIV und XV erforderlich. Baustoffe und Betonmischungsverhältnisse gleichen im wesentlichen denen der Pfeiler I bis III.

Der westliche Landpfeiler ähnelt dem östlichen, ist jedoch weniger umfangreich als dieser, da bei ihm sowohl die Deichunterführung als auch die Kammern für die Untersuchungswagen fehlen.

Der Bau der Pfeiler.

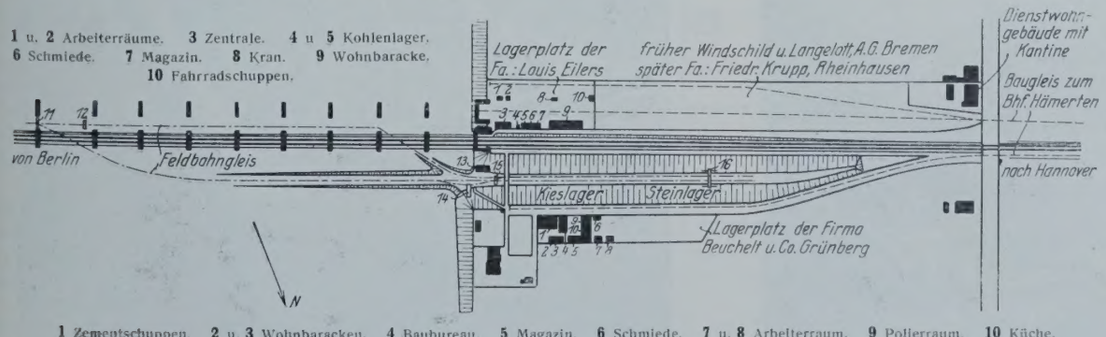
Die Bauzeit der Brücke soll etwa drei Jahre betragen. Ihre Fertigstellung ist im Herbst 1926 zu erwarten. Wie bereits erwähnt, wurde mit den Bohrungen für die Bodenuntersuchung im Juli 1923 begonnen. Gleichzeitig wurde das erste Baugleis vorgestreckt. Es geht von dem kurzen Ausziehgleis der Station Hämerten aus an der Südseite der Bahnstrecke entlang bis zur Elbe. Seine Länge beträgt 800 m. Es kreuzt mehrere Wege in Gleishöhe und überschreitet einen Graben auf einer Notbrücke. Auf der Baustelle zweigt aus ihm ein zweites Baugleis von 160 m Länge ab. Beide Gleise sind Zufuhrgleise für den südwestlichen Lagerplatz (Abb. 11). Diesen hatten zuerst Windschild & Langelott, Beton- und Tiefbau, Bremen, und dann Louis Eilers, Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover, inne. Jetzt hat sich auf ihm die Fried. Krupp A.-G. Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, eingerichtet. Ein drittes Baugleis geht vom Bahnhof Hämerten nördlich der Bahn entlang bis zum Elbeufer. Dieses Gleis ist nicht erst für den Bau der Elbebrücke hergestellt worden, es besteht vielmehr schon seit vielen Jahren und soll früher der Beförderung des in der Elbe gebaggerten Kieses zum Bahnhof Hämerten gedient haben. Der Einschnitt, durch den das Gleis einstmals von dem hochgelegenen Ufer nach dem tiefgelegenen westlichen Vorland hinablief, besteht noch und erleichterte die Beförderung der Baustoffe vom Baugleis zur Verwendungsstelle. In ihm lagerten die Baustoffe, Kies, Sand, Granitwerksteine und Klinker, für die Pfeiler V bis VIII. An der tiefsten Stelle des Einschnittes stand eine Betonmischmaschine, der auf diese Weise die Kies- und Zementwagen durch ihr eigenes Gewicht zuliefen. Anderseits stand sie wieder erhöht gegen das Vorland, so daß die Wagen mit dem fertigen Beton durch ihr eigenes Gewicht wieder weiterrollten, fast bis zum Transportgerüst, auf das sie durch einen elektrischen Kran gehoben wurden, um dann zu den Verwendungsstellen an den Pfeilern V bis VIII zu gelangen. Auf der anderen Seite des Elbgleises lagen die Baubuden der Firma Beuchelt & Co. Dort befand sich auch der Lagerplatz für die Geräte.

Ein viertes Baugleis liegt auf dem anderen, östlichen Elbeufer (Abb. 12). Es zweigt aus dem Streckengleis Lehrte—Berlin in km 94,3 ab und ist 300 m lang. Als Gleisanschluß auf freier Strecke ist es besonders gesichert. Die Anschlußweiche ist durch ein Weichenschloß verschlossen. Der dazugehörige Schlüssel steckt in einem Blockapparat in der Nähe der Weiche. Er wird



1 Mannschaftsraum. 2 Baubureau. 3 Elektr. Zentrale. 4 Kohlenlager. 5 Kompressorraum. 6 Schmiede. 7 Magazin. 8 Pumpenanlage.

Abb. 12. Lagerplatz auf dem östlichen Ufer.



1 Zementschuppen. 2 u. 3 Wohnbaracken. 4 Baubureau. 5 Magazin. 6 Schmiede. 7 u. 8 Arbeiterraum. 9 Polierraum. 10 Küche. 11 Elektr. Aufzug. 12 Betonmischmaschine. 13 Elektr. Zentrale. 14 Betonmischmaschine. 15 Elektr. Wagenaufzug. 16 Entladekran.

Abb. 11. Lagerplätze auf dem westlichen Ufer.

durch den Fahrdienstleiter des Bahnhofs Hämerten entblockt, nachdem das Ausfahrsignal auf Fahrt gestellt worden ist. Der Arbeitszug fährt auf dieses Signal von Bahnhof Hämerten bis zum Gleisanschluß. Der Zugführer zieht den Weichenschlüssel aus dem Blockapparat, schließt die Weiche auf und bedient das Baugleis. Nachdem der Zug das Baugleis wieder verlassen hat, verschließt der Zugführer die Weiche in der Grundstellung,

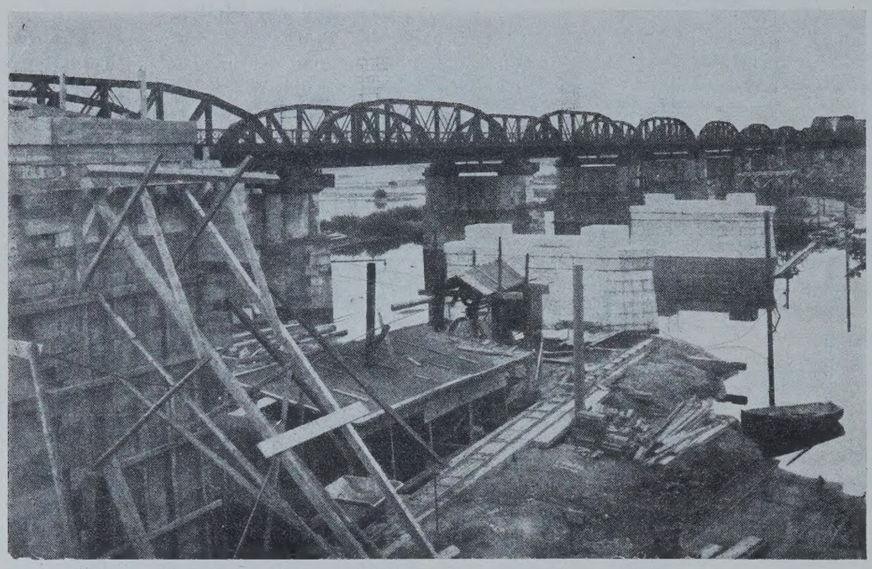


Abb. 13. Westlicher Landpfeiler und Pfeiler XVI und XVII bei mäßigem Hochwasser.

Der Arbeitsbeginn fiel in die Zeit der stärksten Inflation. Da die Geldbewilligungen durch die Geldentwertung dauernd überholt wurden, so kamen die Arbeiten nur langsam in Gang. Durch den langen, strengen Winter 1923/24 trat dann ein längerer fast vollständiger Stillstand ein, und erst im Mai 1924 wurden die Arbeiten wieder voll aufgenommen. Es wurde nunmehr rüstig

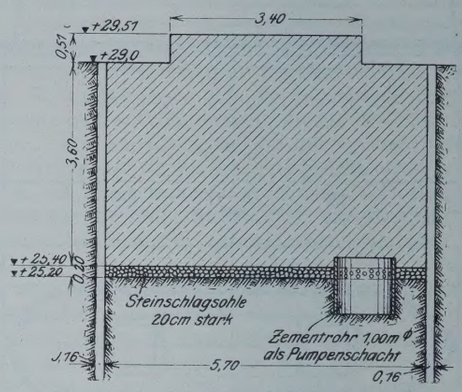


Abb. 14.

steckt den Schlüssel in den Blockapparat und blockt. Er setzt dann die Fahrt nach Schönhausen fort, das die Rückblockung der Strecke Hämerten—Schönhausen vornimmt. Der Arbeitszug kehrt auf dem richtigen Gleis nach Bahnhof Hämerten wieder zurück. Die Bedienung des Baugleises kann nur vom Bahnhof Hämerten geschehen. Das vorgenannte Baugleis ist Zufuhrgleis für die Baustelle am östlichen Elbeufer, auf der zuerst die Tiefbaufirma Dehne, Wiedenbrück, und dann die Beton- und Tiefbaufirma Gottlieb Tesch, Berlin, tätig war. Zurzeit arbeitet dort die Fried. Krupp A.-G. Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

Die erste am Bau der Pfeiler tätige Firma war Windschild & Langelott, Zweigstelle Bremen. Sie erhielt auf Grund öffentlicher Ausschreibung den Zuschlag für die Herstellung der Pfeiler IX bis XVII und des westlichen Landpfeilers. Neben dem von der Bauabteilung vorgesehenen Gründungsverfahren, Beton zwischen Spundwänden, konnten in den Angeboten auch andere Gründungsarten vorgesehen werden. Es wurden verschiedene Vorschläge gemacht, wie Brunnengründungen, Pfahlrostgründungen, Druckluftgründungen u. a. Mehrere von ihnen, die den Vorzug größter Billigkeit haben sollten, erwiesen sich als technisch nicht gleichwertig. Die Untergrundbau-A.-G., Berlin, machte ein Angebot auf Gründung mit Grundwassersenkung, wobei die Baugrube mit Hilfe von I-Trägern abgesteift werden sollte, die später wieder herausgezogen werden sollten. Das Verfahren war bei den vorliegenden Wasser- und Bodenverhältnissen zweifellos gut anwendbar, die hohen Betriebskosten für die Wasserhaltung ließen jedoch bei den damaligen unsicheren Geldverhältnissen das Angebot als zu unübersichtlich erscheinen. So erhielten denn Windschild & Langelott den Zuschlag. Die Vertragssumme betrug 1 085 327 100 000 M.

gearbeitet, aber bereits am 19. Juni wurden die Arbeiten wegen Hochwassers, das das flache Vorland überflutete, wieder eingestellt. Noch zwei weitere Male mußten die Arbeiten wegen Hochwassers ruhen (Abb. 13). Auch traten Behinderungen beim Bau dadurch ein, daß häufig die hölzernen Spundbohlen, die 6 bis 10 m lang und 0,16 bis 0,20 m stark waren, selbst bei Bewehrung mit eisernen Schuhen und unter Anspannung aller Kräfte nicht tief genug in den dicht gelagerten Kies und Sand einzudringen vermochten. Ferner wurden Hindernisse angetroffen, wie starke Eichenstämme, die die Baugrube in der Querrichtung durchzogen, oder senkrecht stehende Pfähle, die offenbar von einer alten Arbeits- und Transportbrücke herrührten. Besonders lange Spundwände und ein vorsichtiges Arbeiten erforderte die Erhaltung eines flach fundierten Anbaues am westlichen Landpfeiler der alten Brücke, deren Fundament von dem des Widerlagers der neuen Brücke nur 0,75 m entfernt ist, dabei aber fast 6 m höher als dieses liegt. Gerammt wurde mit zwei, zuweilen auch mit drei Dampframmen. Der Bodenaushub ging schnell mit Hilfe eines Duplexkranes vonstatten, dessen beide Förderkörbe abwechselnd von Hand gefüllt wurden und sich dann, von Maschinenkraft gehoben, selbsttätig entleerten. Der ausgehobene Boden wurde mit Hilfe von Feldbahnwagen in einen nahegelegenen Kolk geschüttet oder zur Verfüllung der Baugruben beiseite gesetzt. Soweit er dazu brauchbar war, wurde er auch zur Betonbereitung verwendet. Der Beton wurde in einer, zuweilen auch in zwei Mischmaschinen hergestellt. Bei der Zuführung der Stoffe und der Abfuhr des fertigen Betons wurde der Höhenunterschied zwischen dem auf dem hohen Ufer liegenden Lagerplatz und der Baustelle auf dem tiefen Vorlande ausgenutzt.

Vor dem Einbringen des Betons in die Baugrube wurde eine 20 cm

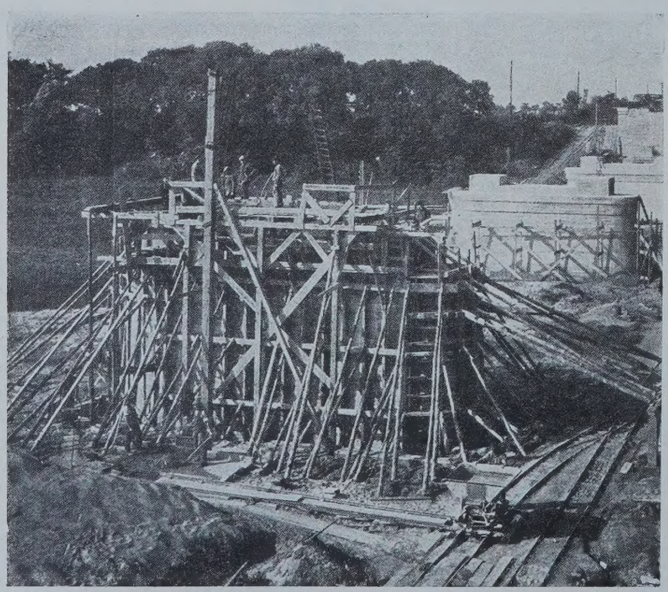


Abb. 15. Pfeiler XV in der Schalung.

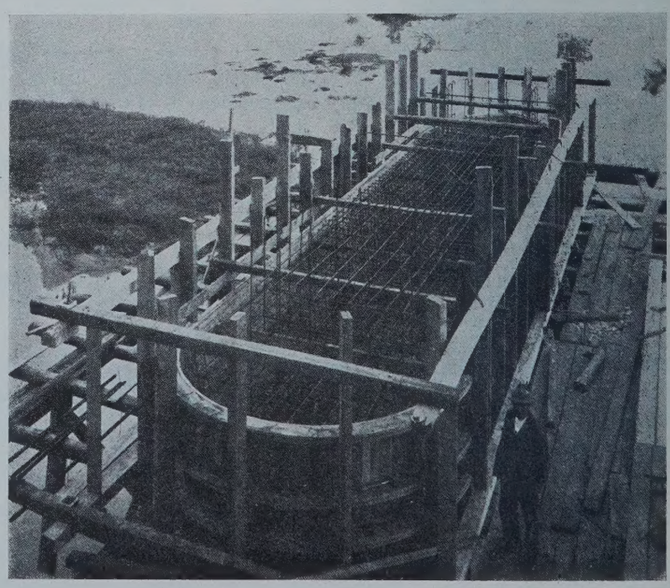


Abb. 16. Eisenbewehrung einer Auflagerplatte.

starke Steinschlagschicht als Dränage geschüttet, die einen Abfluß des zuströmenden Wassers zu dem Pumpensumpf unter der Betonsohle gestattete. Der Beton blieb auf diese Weise völlig trocken, und ein Ausspülen des Zementes wurde verhindert (Abb. 14).

Die Prüfung des Betons geschah zunächst in der üblichen Weise so, daß von den verwendeten Mischungen Probewürfel von 30 cm Kantenlänge hergestellt und der Zementprüfungsstelle bei der Reichsbahndirektion Hannover zur Prüfung zugesandt wurden. Später wurde, um die Bauabteilung in den Stand zu setzen, sich ohne Zeitverlust über die Güte des Betons zu vergewissern, von der Firma Buchheim & Heister, Frankfurt a. M., eine Betonprüfmaschine beschafft. Die Probekörper bestehen aus Betonbalken von 10×10 cm² Qu rschnitt und 100 cm Länge. Sie besitzen auf d r einen Seite eine Eisenbew hrung und werden auf Biegung beansprucht. Je nachdem der Balken in die Maschine einges tzt wird, und das Eisen so in die Druck- oder Zugzone zu liegen kommt, wird der Beton auf Druck- oder Zugfestigkeit geprüft. Die Belastung wird durch ein n Eimer dargestellt, in den aus einem höherliegenden Gefäß Wasser läuft. Die Menge des auslauf nden Wassers zeigt ein Schwimmer mit Nummernscheibe an. Diese wird in dem Augenblick, in dem der Probebalken bricht, durch den Wagebalken, an dem der Wassereimer hängt, und der so lange mit Hilfe eines Handrades in der Schwebe gehalten wird, nun aber plötzlich herabsinkt, festgehalten. Die der Ablesung entsprech nde Druck- oder Zugspannung ist aus einer Tafel zu entnehmen.

Für die Prüfung des Zementes steht ein elektrischer Kochapparat zur Verfügung. Weiter ist ein Baumannscher Schlaghärteprüfer für die Untersuchung der Eisenteile vorhanden.

Alle diese Apparate befinden sich in einem Zimmer des Dienstgebäudes, das für die Zwecke des Brückenbaues in unmittelbarer Nähe der Baustelle errichtet worden ist. Es enthält neben dem Prüfraum Di nsträume für die Bauaufsichtsbeamten, einen Kantinenraum für Arbeiter und einen kleineren für Beamte, Angestellte der einzelnen Firmen, Besucher usw., ferner eine Wohnung für einen Bauaufsichtsbeamten und eine für den Kantinenpächter. Bei der Herstellung des Gebäudes ist darauf Rücksicht genommen worden, daß es nach Fertigstellung der Brücke mit wenig Kosten in ein Vierfamilienwohnhaus umgebaut werden kann, wodurch dem dringenden Wohnbedürfnis der in Hämerten beheimateten Eisenbahnbediensteten abgeholfen werden wird.

Die Herstellung der Schalung für das aufgehende Mauerwerk der Pfeiler stellte an die G schicklichkeit der Zimmerleute erhöht Anforderungen, teils wegen der nicht ganz einfachen Gestalt der Pfeiler, vor allem aber, weil der Beton nicht verputzt, sondern mit Vorsatzbeton versehen wurde (Abb. 15). Die Schalung mußte also vollkommen glatt sein, da sich Unebenheiten bei der späteren Bearbeitung des Betons durch den Steinmetzen nur schwer beseitigen ließen. Die Arbeit wurde dadurch verringert, daß wegen der Gleichartigkeit der Pfeiler eine Schalung mehrfach verwendet werden konnte.

Der Vorsatzbeton, der feuchter angemacht wurde als der übrige Beton, wurde durch Bleche von diesem getrennt eingebracht. Diese Arbeit gestaltet sich bei den Auflagerplatten wegen der Eiseneinlagen nicht ganz einfach (Abb. 16). Während des Stampfens wurden die Bleche langsam hochgezogen, so daß sich der noch frische Beton innig verbinden konnte. Nach der Erhärtung wurde der Vorsatzb ton des aufgehenden Mauerwerks gestockt, der der Eisenbetonplatte scharriert. Von den Auflagerquadern wurden die Flächen gestockt und die Kanten scharriert. Bei frischem Beton ging diese Arbeit rasch vonstatten. (Schluß folgt.)

Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken.

Vortrag, gehalten am 8. Oktober 1925 bei der Tagung anläßlich des 25jährigen Bestehens des Reichsverbandes des deutschen Tiefbaugewerbes

von Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. **Randzio,** Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

(Schluß aus Heft 2.)

II. Wiederherstellung der verunglückten Baustelle des Kraftwerkes Moabit

der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke.

Abb. 32 zeigt die Lage der Baustelle in der Nähe des Bahnhofs Putlitzstraße am Berlin-Spandauer Schiffahrtkanal. Es wird dort zurzeit eine neue Kühlwasserreinigungsanlage erbaut, die zwischen die beiden Saugeköpfe der bestehenden Kühlwasserleitung zu liegen kommt. Die Kühlwasserleitungen sind in der Abbildung zu erkennen, wie sie aus dem Spandauer Schiffahrtkanal zu den Transformatoren und den Turbinen im Maschinenhause führen und dann wieder in den Kanal. Diese Baustelle wurde durch eine Grundwassersenkungsanlage (Abb. 33) trockengehalten.

Während des Bauarbeiterstreiks wurde diese Baustelle am 20. Juli d. J. durch einen Wassereinbruch vom Kanal her unter Wasser gesetzt (Abb. 34); Triebsandschichten, eine zu kurze alte Spundwand und Entblößung der Baustelle von Arbeitern hatten diesen Einbruch ermöglicht. Durch Taucheruntersuchungen wurde festgestellt, daß auf der Kanalseite ein Einbruch vorhanden und auf der Baustellenseite die in Abb. 35 sichtbare alte Holzspundwand auf etwa 2,5 m unterspült war, hinter der größere Hohlräume festgestellt wurden. Es war also eine Verbindung zwischen Kanal und vollgelaufener Baugrube entstanden, durch die sich jede Bewegung im Kanal in Strömungserscheinungen an der Ausflußstelle in der Baugrube bemerkbar machte.

Für die Wiederherstellung der verunglückten Baustelle und zur Beseitigung der Gefahr für den bestehenden Kühlwasserkanal, der im Betriebe und betriebsfähig bleiben mußte, sollte nicht die Elektrizitätsversorgung unterbrochen werden, es wurde nun nach den Vorschlägen des Vortragenden, der von den Berliner Städtischen Elektrizitätswerken zur Beratung herangezogen wurde, in folgender Weise vorgegangen:

Es kam zunächst darauf an, den unter dem Saugekopf entstandenen Hohlraum, der, wie die Taucheruntersuchungen ergeben hatten, sich sogar auf einen Teil der Betonsohle erstreckte, diese also zum Teil zerstört hatte, nach beiden Seiten abzuschließen (Abb. 35).

Es wurden davor eine eiserne Spundwand von 8 bis 9 m Länge gerammt, die von dem Fangedamm bis zu der neu hergestellten Holzspundwand der Baugrube reichte, und ebenso eine auf der Kanalseite. Die Zwischenräume wurden, nach möglichst vollständiger Ausbaggerung, durch Trichter mit Schüttbeton vom Mischungsverhältnis 1 : 2 ausgefüllt.

Für den Schüttbeton wurde schnellbindender Zement Marke „Bärenstark" von der Firma Wasmuth verwendet. Im gefüllten Wassereimer

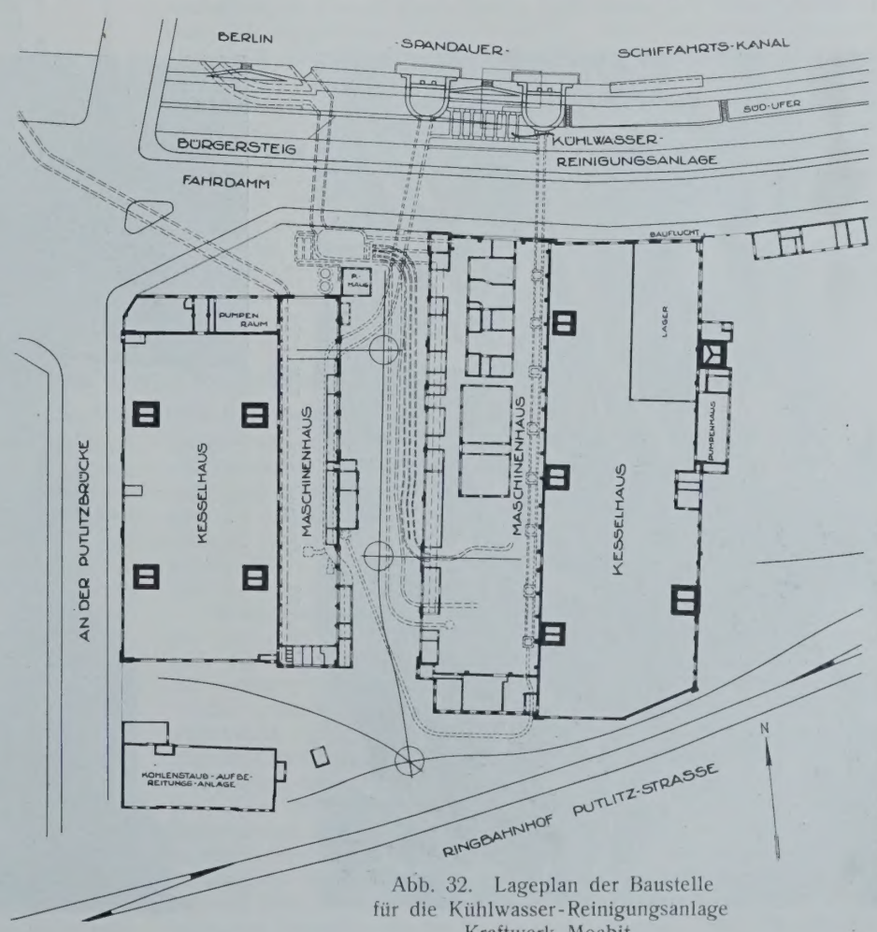


Abb. 32. Lageplan der Baustelle für die Kühlwasser-Reinigungsanlage Kraftwerk Moabit.

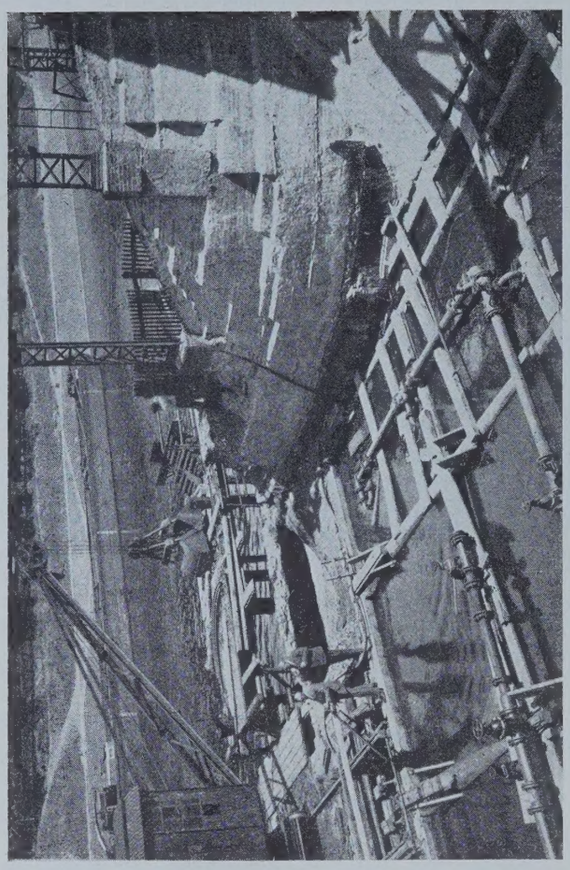


Abb. 34. Zustand am 20. Juli 1925.

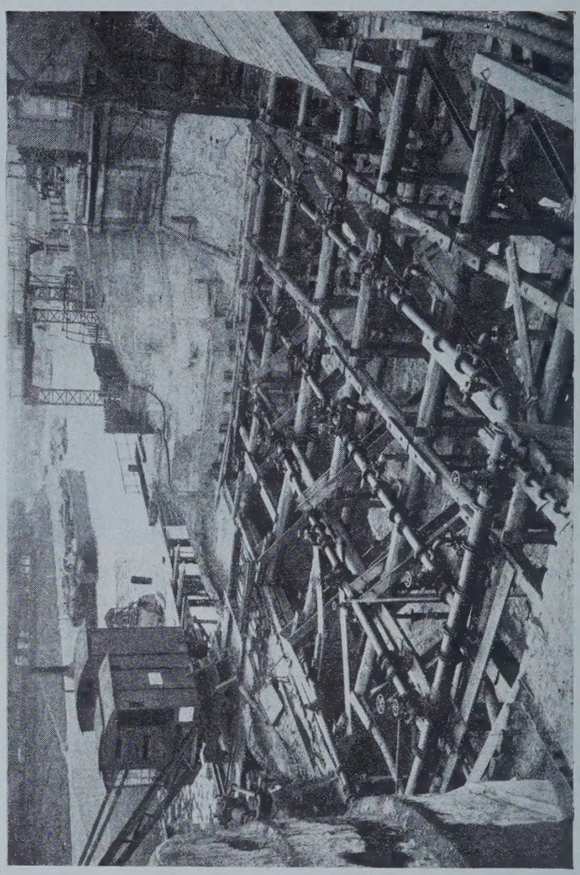


Abb. 37. Zustand am 2. September 1925.

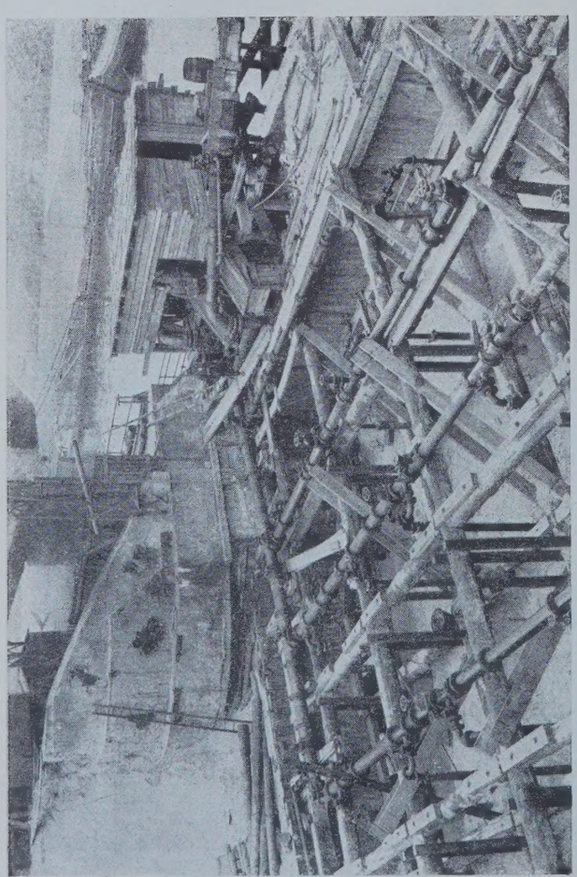


Abb. 33. Zustand am 13. Juli 1925.

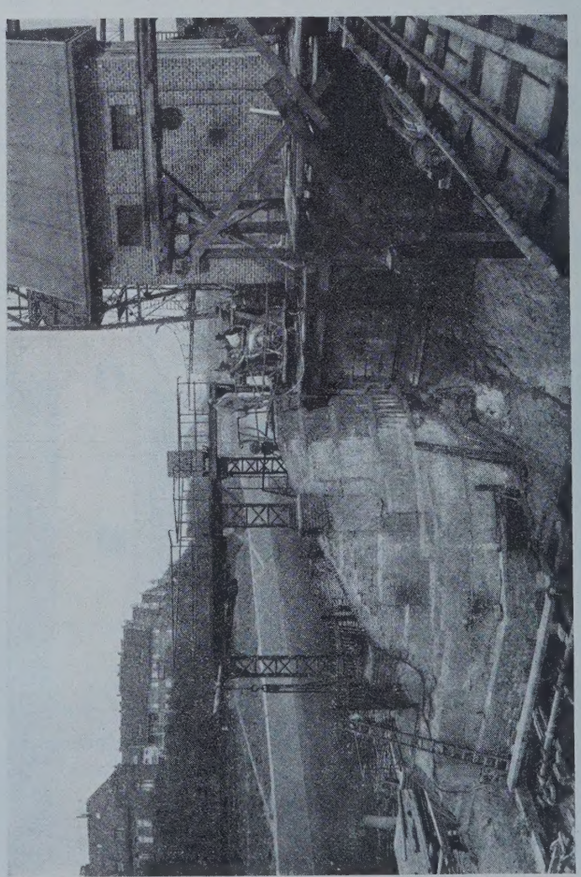


Abb. 36. Zustand am 10. August 1925.

vorgenommene Betonproben ergaben schon nach einer Nacht bemerkenswerte Festigkeit.

Der mit Wasser gefüllte Hohlraum in und unter der Sohle des Saugekopfes wurde nun mit Preßbeton ausgefüllt. Zu dem Zwecke wurden durch die Torkret-Baugesellschaft, Berlin, zunächst von oben herab fünf Löcher nach Angabe gebohrt, durch Decke und Sohle, mit Bohrhämmern; die Bohrer erhielten beim Durchbohren der Sohle von oben her eine Führung durch Rohre, die an ihrer Stelle verblieben und dann später als Einpreßrohre dienten. Eine Probepressung ergab, daß das Wasser an der Stelle der alten Spundwand nach der Baugrube zu in erheblichem Maße austrat. Da an der Stelle außerdem auch noch das Mauerwerk über die Spundwand hinausragte (Abb. 35) — nicht in Übereinstimmung mit der Ausführungszeichnung, — am anderen Saugekopf übrigens in noch erhöhtem Maße (Abb. 33), so wurde der letzte Teil von der Spundwand bis zu dieser Stelle in Mauerwerk ausgeführt von etwa 60 cm Stärke, auf diese Weise einmal dem überragenden Mauerwerk des Saugekopfes eine Stütze gebend, zum anderen einen Widerstand für das Wasser, das beim Einpressen dort austreten wollte.

Abb. 36 zeigt die hergestellte Mauer und die Preßbetonmaschine, System Torkret-Gesellschaft, auf dem Saugekopf. Nachdem dem Beton des Mauerwerks auf der Kanalseite und auf der Baustellenseite drei Tage Zeit zum Abbinden gegeben war, wurden die Einpreßarbeiten vorgenommen, und da es sich um eine Wassersäule von 5 m handelte, also einen Wasserdruck von

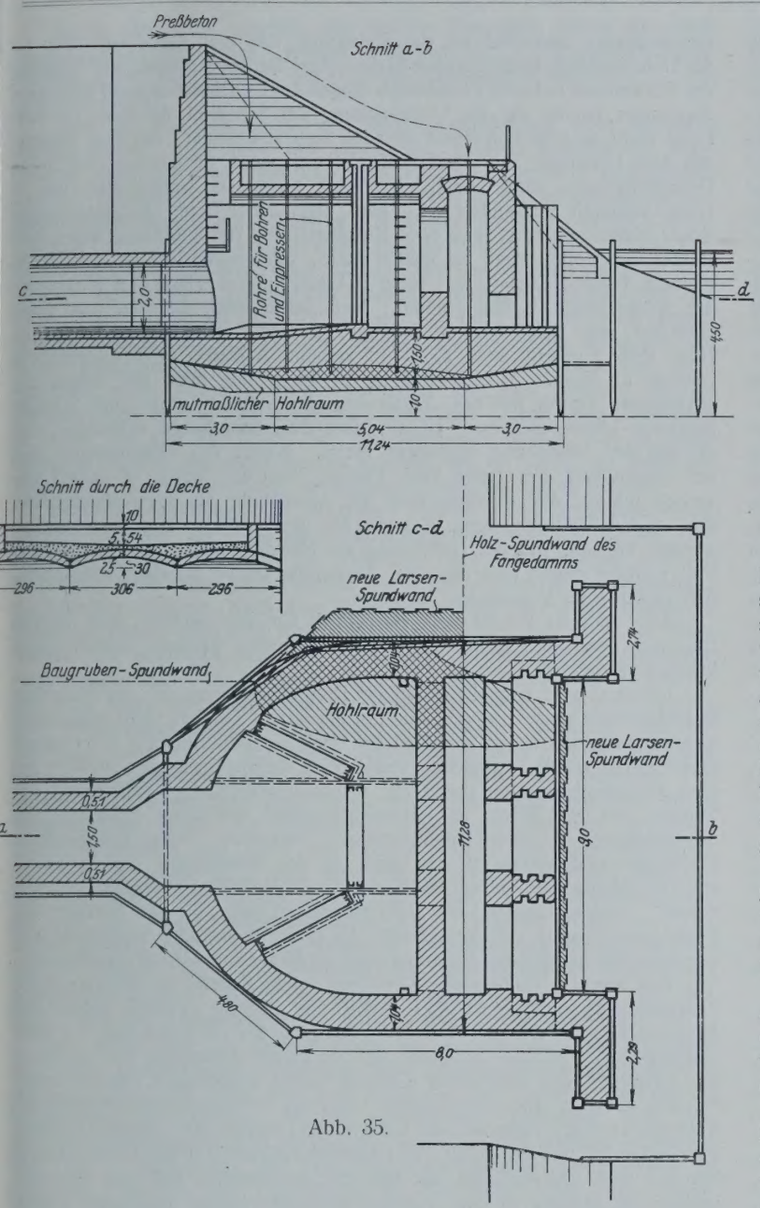


Abb. 35.

0,5 at, der in dem Hohlraum noch vorhanden war, so wurde mit einem Druck von höchstens 1 at gepreßt, nicht höher, um Entmischung des Betons und weitere Ausspülungen zu verhindern. Das Wasser wurde also allmählich verdrängt durch den hineingepreßten

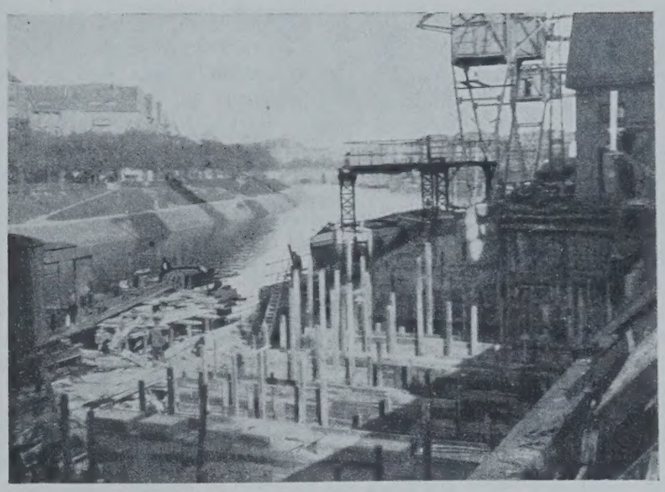


Abb. 38. Zustand am 1. Oktober 1925.

Beton. Es trat nun nicht, wie vermutet war, aus einem auf der Baustellenseite angeordneten Knierohr bezw. aus den Nachbarrohren heraus, sondern an der Stelle, wo die neue Mauer aufhörte, über die alte Spundwand hinaus in mäßigem Andrang so lange, bis der Hohlraum ausgefüllt und diese Oeffnung verschlossen war. Schon bei den Schüttbetonierungsarbeiten war aus der Menge des verwendeten Materials zu ersehen, daß ein Teil schon durch die Ausbruchöffnung in den entstandenen Hohlraum eingedrungen sein mußte — wahrscheinlich dabei auch das erwähnte Knierohr verstopft hatte —, und aus der Menge des verbrauchten Preßbetons, 17 m³, läßt sich also auf die Größe d s Hohlraumes schließen, der schätzungsweise etwa die Gestalt und Größe hatte, wie in Abb. 35 gezeigt ist.

Nachdem die genannte Menge eingepreßt und das Wasser herausgedrängt war, waren vier weitere Bohrlöcher bereits verschlossen, und man konnte durch diese nichts mehr einpressen. Durch das fünfte trat noch Wasser heraus. Es wurde zum Schluß auch noch dieses vollgepreßt, und damit war die Arbeit vollendet.

Wie Abb. 37 zeigt, war die vorgenommene Wasserabsenkung dann anstandslos vor sich gegangen, und die Auspressung und Wiederherstellung darf daher als gelungen bezeichnet werden. Abb. 38 zeigt den Bauzustand vom 1. Oktober 1925, nach dem zu urteilen die Arbeiten in Kürze beendet sein werden.

Diese Wiederherstellung ist zwar nicht so umfangreich wie im ersten Falle, aber insofern bemerkenswert, als hier in Wasser hinein und in einem unter Wasser stehenden Raum mit Erfolg mit Preßbeton gearbeitet worden ist, und zwar während der gefährdete Kanal und Saugekopf dauernd in Betrieb waren. Ich schließe mit der Anregung, festzustellen, ob schon weitere Fälle bekanntgeworden sind, in denen ähnlich unter Wasser mit Preßbeton erfolgreich gearbeitet worden ist, abgesehen von den zahlreichen Fällen, bei denen man es nur mit Sickerwasser oder mäßigem Wasserandrang zu tun hatte.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton.[1]

Von Reichsbahnrat **Blunck,** Mitglied der Reichsbahndirektion Altona.

Herr Dr. Emperger hat in seinen Ausführungen in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 19, irrtümlich angenommen, daß die Flensburger Bogen im Scheitel nur 1,20 m stark waren. Die Bogen hatten jedoch im Scheitel eine Stärke von 1,46 m. Das Schlankheitsverhältnis war demnach, nach Herrn Dr. Empergers Definition, wie bereits früher festgestellt, bei einer Spannweite von rd. 38 m nicht 1/16, sondern 1/13 (vgl. „Beton u. Eisen" 1925, Heft 18, S. 294). Es sind schon Betonbrücken mit ungünstigerem Pfeil- und Schlankheitsverhältnis ohne Eiseneinlagen ausgeführt worden, die sich bewährt haben, so z. B. die von Herrn Dr. Emperger selbst genannte Neckarbrücke bei Cannstatt. Durch die Praxis ist daher längst bewiesen, daß Eiseneinlagen für die Flensburger Bogen nicht unbedingt notwendig waren.

Bei den Flensburger Bogen wurden Eiseneinlagen nach meinen Feststellungen absichtlich vermieden nicht etwa aus Sparsamkeit, sondern hauptsächlich deswegen, weil man mit Eisenbetongewölben, die Lokomotivgasen ausgesetzt waren, insofern schlechte Erfahrungen gemacht hatte, als die Eiseneinlagen teilweise verrosteten und Stücke der Betongewölbe absprengten. Ich lasse es dahingestellt, inwieweit man durch genügend starke Abdeckung und fette Mischung des Betons die Rostgefahr beseitigen kann. Das eine steht aber fest, daß über die Bewährung von Eisenbeton in bezug auf Rostschäden das letzte Wort heute noch nicht gesprochen werden kann. Man sollte daher in dieser Beziehung auch die Meinung derjenigen Fachleute achten, die bestrebt sind, Eiseneinlagen wenigstens für die Hauptkonstruktionsteile bedeutender Bauwerke, die — wie die Flensburger Brücke — Lokomotivgasen ausgesetzt sind, zu vermeiden.

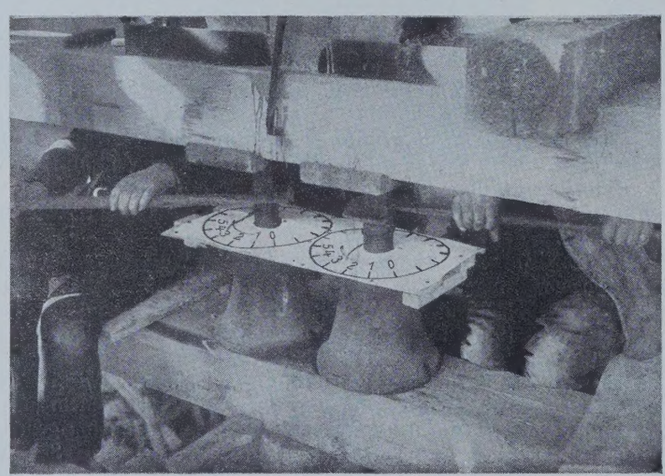
Wenngleich nun auch die Ausführungen des Herrn Dr. Emperger für die Aufklärung des Flensburger Unfalles ohne Bedeutung sind, und wenn auch der Empergersche Vergleich von Zugrissen in Eisenbetonschiffen mit vorübergehenden Zugrissen in Betongewölben beim Ausrüsten anfechtbar erscheint, sollten doch seine bemerkenswerten Anregungen im allgemeinen wissenschaftlichen Interesse weiter verfolgt werden. Soll man für Gewölbe Stampfbeton, plastischen oder Gußbeton wählen? Sind vorübergehende Zugrisse in Betongewölben beim Ausrüsten bedenklich? Wie eignen sich Eiseneinlagen für die verschiedenen Betonarten? Müssen Eiseneinlagen, die man zur Sicherung gegen die Gefahren des Ausrüstens gegebenenfalls für empfehlenswert erachtet, bei Betonbogen von einer schwächeren Mischung als 1 : 4 wegen der Rostgefahr für sich in einer fetteren Zone verlegt werden? Würde die dadurch entstehende unhomogene Beschaffenheit des Betons schädlich sein? Wird die lamellenweise Herstellung von Gewölben mit Eiseneinlagen durch diese wesentlich

[1] Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 38, S. 505 und „Beton u. Eisen" 1925, Heft 18, S. 292.

erschwert? Wodurch entstanden die schrägen Risse, die bei einigen alten Betongewölben vorhanden sind? Sind solche Schrägrisse durch lamellenweise Herstellung der Gewölbe zu vermeiden? Dies sind z. B. alles Fragen, deren Beantwortung im Zusammenhang mit den Anregungen des Herrn Dr. Emperger in weiten Kreisen der Fachwelt sicherlich sehr begrüßt werden würde. (Vergl. auch die Äußerung des Herrn Prof. Gehler „Im allgemeinen sollte man flache Bogen nicht mit Eisen bewehren, es sei denn, daß ausnahmsweise ganz besondere Gründe vorliegen" in dem Bericht über die 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, Seite 296.)

Herrn Prof. Colberg habe ich auf seine Ausführungen in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 21, zu erwidern, daß ich das Brückenbaudezernat der Reichsbahndirektion Altona zur Zeit des Einsturzes der Flensburger Bogen bereits übernommen hatte, daß ich daher in der Lage war, mich über alle Einzelheiten, die den Unfall betreffen, genau zu unterrichten.

Die Angabe in meinem vorigen Aufsatz „Die Fahrbahn mitsamt ihren Querträgern sollte erst betoniert werden, nachdem die Bogen abgesenkt waren. Die Querträger waren noch nicht vorhanden, hatten also mit dem Einsturz der Brücke gar nichts zu tun" war offensichtlich eine Erwiderung auf die Behauptung, daß die Z-förmige Ausbildung einiger Querträger den Bogen ungünstig beeinflußte. Es lag daher gar keine Ursache vor, von sophistischer Ausdrucksweise zu sprechen. Der Vollständigkeit halber erwähne ich noch, daß allein schon die vor dem Ausrüsten bereits vorhandene Holzverschalung für die Fahrbahn eine so große Sicherung gegen seitliches Ausknicken bildete, daß die Gewölberippen, was Knickfestigkeit betrifft, auch dann noch sicher gehalten hätten, wenn sie wesentlich schmaler ausgeführt worden wären. Die Fahrbahn sollte übrigens erst nach dem Ausrüsten der Bogen betoniert werden, um etwaige Nebenspannungen zu vermeiden.



Ferner muß ich darauf hinweisen, daß es in meinem vorigen Aufsatz hieß: „bei der Untersuchung der Knickfestigkeit der freien Gewölberippen brauchte nur das Eigengewicht der Gewölberippen berücksichtigt zu werden, und zwar nur für den kurzen Bauzustand unmittelbar nach der Absenkung". Von einem Gefahrzustande war gar nicht die Rede und konnte nicht die Rede sein, wie ich in meinem vorigen Aufsatz in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 18, glaube genügend angedeutet zu haben. Der überschlägige Nachweis, daß die vorhandene Knickfestigkeit über das Doppelte der erforderlichen betrug, wurde unter sehr ungünstigen Annahmen für die Spannungsverteilung erbracht. Würde man die seitlichen Reaktionen nicht vernachlässigen, wie ich es bei der angeführten Formel getan habe, um nicht zu günstig zu rechnen, und würde man eine resultierende dreieckige Spannungsverteilung aus Bogendruck und Seitenkräften über die ganze Breite einer Gewölberippe der Berechnung zugrunde legen, dann würde man als vorhandene Knicksicherheit das Vielfache der erforderlichen finden. Voraussetzung für die Richtigkeit meiner Überschlagsrechnung ist natürlich, daß die Widerlager genügend Seitensteifigkeit hatten. Diese Annahme war bei der breiten, massigen Ausbildung der Flensburger Widerlager, die zwecks guter Spannungsverteilung mit schweren, tief eingelassenen eisernen Trägerrosten bewehrt waren, und bei den vorhandenen guten Bodenverhältnissen durchaus berechtigt. Die Frage des Herrn Prof. Colberg, ob es wirklich ernst gemeint sei, daß man einen Gefahrzustand für unbedenklich hält, weil er „nur für den kurzen Bauzustand unmittelbar nach der Absenkung bestand", erscheint mir nach Vorstehendem unnötig. Es ist doch auch wohl selbstverständlich, daß man während des Bauzustandes unter Umständen für einzelne Bauteile einen geringeren Sicherheitsgrad annehmen darf, als man für das fertige Bauwerk für richtig hält.

Meine Bemerkung über die Knicksicherheit eines Bogenschenkels (vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 38) hatte, wie aus dem Zusammenhange ersichtlich ist, die Bedeutung, daß man die Vorschriften für die Untersuchung eines geraden Stabes ohne Berücksichtigung der Wirkung der Schwerkraft bei dem Flensburger Bogen dem Buchstaben nach höchstens übertragen könnte auf die Untersuchung der Schenkel, da diese in ihrer Form nicht so sehr von einem geraden Stab abweichen. Bei dem Beispiel mit dem Funkturm hat Herr Prof. Colberg wohl übersehen, daß beim Dreigelenkbogen nun einmal eine ganz besonders sichere Lagerung in allen Gelenken vorhanden ist. Man kann daher beim Dreigelenkbogen sicher damit rechnen, daß eine Knickkraft zur Herbeiführung eines Einsturzes die große Arbeit zu leisten hätte, die erforderlich ist, um die in meinem vorigen Aufsatz in „Beton u. Eisen" näher erläuterten Wirkungen der Schwerkraft zu überwinden. Man sollte doch bei der Auslegung einzelner aus dem Zusammenhange gerissener Sätze vorsichtig sein. Herr Prof. Colberg sagt z. B. in seinem Aufsatze in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9, S. 143, daß man bei einem geschlossenen Bogen mit der „Entfernung der Stützen" unter dem Scheitel beginnen könne, und doch ist aus dem Zusammenhange erkennbar, daß er „mit der Absenkung beginnen" meint. Wollte der Unternehmer sich auf diesen Satz des Herrn Prof. Colberg berufen, indem er darauf hinweisen würde, daß er sinngemäß die Ausrüstung der Gewölbeschenkel, die in den Viertelpunkten ja auch als geschlossene Bogen angesehen werden können, mit der Entfernung der Stützen begann, so würde Herr Prof. Colberg gegen eine derartige Auslegung seiner Angaben wahrscheinlich entschieden Verwahrung einlegen.

Alle anderen Punkte, die Herr Prof. Colberg berührt, sind meines Erachtens durch den amtlichen Aufsatz und meine früheren Ausführungen hinreichend geklärt.

Niemand wird bestreiten, daß ein Dreigelenkbogen, der aus einfachen Betonlamellen besteht, durch eine Einzelkraft im Scheitel nicht angehoben werden darf, daß schon eine geringe Hebung den Einsturz des Bogens herbeiführen würde. Ähnliche katastrophale Beanspruchungen mußten bei dem Flensburger Bogen durch die sofortige vollständige Entfernung der Stützen von den Mitten der Gewölbeschenkel aus unter Belassung der Scheitelstützen in ihrer Anfangsstellung entstehen. Kein unbefangener Fachmann wird verlangen, daß man bei der Bearbeitung des Entwurfes auf die Möglichkeit eines so verfehlten Ausrüstens Rücksicht nehmen müsse. Andere Gründe, die nicht zweifelfrei sind, für den Einsturz der Flensburger Bogen anführen, heißt die grobe technische Verfehlung des eigenmächtig handelnden Unternehmers, wenn auch ungewollt, verschleiern.

Was nun das Colbergsche Verfahren selbst betrifft, so scheinen viele Fachleute, die den Flensburger Unfall nur flüchtig verfolgt haben, der Meinung zu sein, daß der Ausrüstungsvorgang des Unternehmers mit dem Colbergschen Verfahren identisch ist. Zu dieser Auffassung hat vielleicht das Eingreifen des Herrn Prof. Colberg selbst beigetragen, indem dieser für den Einsturz alle erdenklichen Ursachen hervorzusuchen bestrebt ist, trotzdem sie nicht zutreffen, die tatsächliche Ursache, das falsche Ausrüsten aber nebensächlich behandelt. Das Ausrüstungsverfahren des Unternehmers hat mit dem Colbergschen nur das eine gemeinsam, daß mit dem Absenken der Stützen in den Viertelpunkten der Bogen begonnen wurde. Im übrigen aber unterscheidet sich das Vorgehen des Unternehmers von dem Colbergschen Verfahren dadurch, daß der Unternehmer die Stützen von den Mitten der Gewölbeschenkel aus sogleich entfernte und die Scheitelstützen in ihrer Anfangsstellung beließ, während Colberg es als selbstverständlich betrachtet, die Absenkung der Stützen unter baldiger Mitnahme auch der Scheitelstützen stufenweise vorzunehmen. Wenn nun auch der Flensburger Unfall an und für sich keinen Beweis für die Unrichtigkeit des Colbergschen Verfahrens bildet, so hat er doch beiläufig Veranlassung gegeben, das Colbergsche Verfahren einer genauen Untersuchung zu unterziehen. Hierbei hat die wissenschaftliche Fachwelt dieses Verfahren, das zunächst zweckmäßig erscheint, abgelehnt, weil der Colbergsche Gedanke über die Vermeidung von Zugrissen, um mit Prof. Mörsch zu sprechen, nicht zu Ende gedacht ist. Auch der letzte von Herrn Prof. Colberg angeführte rechnerische Beweis kann nicht überzeugen. Nehmen wir ein Beispiel aus seiner eigenen Praxis, die Illerbrücke. Nach der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9, S. 143, betrug die erste Absenkung der Schrauben unter den Mitten der Gewölbeschenkel 8,5 mm, während die Schrauben unter dem Scheitel noch in ihrer Anfangsstellung verblieben waren. Berechnet man hiernach die sich ergebenden Spannungen, so kommt man bei der Annahme eines starren Gerüstes zu Zugspannungen von über 13 kg/cm². Wenn nun trotz dieses Rechnungsergebnisses bei der Ausrüstung keine Zugrisse nachgewiesen wurden, so können dafür vier Erklärungen gefunden werden:

1. Der Beton hatte eine außerordentlich hohe Zugfestigkeit.
2. Man hat die Zugrisse nicht erkannt, weil sie durch die Schalung verdeckt waren.
3. Der Bogenschluß war bereits vor Beginn des Ausrüstens vorhanden.
4. Das Lehrgerüst war in Wirklichkeit nicht starr, es hat vielmehr durch seine elastischen Eigenschaften ausgleichend gewirkt. Diese Möglichkeit deutet Herr Prof. Colberg selber an.

Es ist sehr wohl möglich, daß für die Illerbrücke allein die vierte Begründung zutreffend war. Warum sollte man aber die elastischen Eigenschaften eines Lehrgerüstes nur für das Colbergsche Verfahren in Anspruch nehmen?

Auch bei dem von Herrn Prof. Mörsch empfohlenen alten Verfahren werden kleine Voreilungen des einen oder anderen Punktes des Lehrgerüstes durch die elastischen Eigenschaften des Lehrgerüstes ausgeglichen werden. Entstehen einmal Zugrisse, die übrigens bei lamellenweise ausgeführten Betonbogen gar nicht so sehr bedenklich erscheinen (vergl. z. B. die „Walnut Lane Bridge", Deutsche Bauzeitung 1910, S. 51), so hat das alte Verfahren doch sicherlich den Vorteil, daß die Zugrisse leicht zu erkennen sind, weil si sich an der Oberseite des Gewölbes bilden müßten, was bei dem Colbergschen Verfahren nicht der Fall ist. Vor allem aber ist es zur Herbeiführung des Bogenschlusses, wie bereits in den beiden Aufsätzen der Herren Prof. Mörsch und Dr. Fritsche ausgeführt, erforderlich, daß beim Ausrüsten eines Dreigel nkbogens in erster Linie eine Drehung der Gewölbeschenkel um die Kämpfergelenke stattfindet. Unter allen Umständen ist daher das alte Verfahren, das den Grundsatz befolgt, daß in erster Linie die Punkte abgesenkt werden müssen, die im Laufe der gesamten Ausrüstung den größten Weg zu machen haben, das einzig richtige.

Die Teilabsenkungen der einzelnen Punkte eines Dreigelenkbogens sollten innerhalb der einzelnen Absenkungsstufen in bezug auf die Teilabsenkungen des Scheitels im Verhältnis der erforderlichen Gesamtabsenkung jedes einzelnen Punktes zur erforderlichen Gesamtabsenkung des Scheitels erfolgen. Nach Möglichkeit sollte man alle Punkte gleichzeitig absenken, indem man alle Absenkungsvorrichtungen mit je einem Mann besetzt. Es empfiehlt sich, die jedesmalige Bedienung der Absenkungsvorrichtungen nach Abgabe eines Ankündigungskommandos auf ein Zeichen mit einer Hupe oder dergleichen vorzunehmen. Das akustische Zeichen wird zweckmäßig als Zeitmaß etwas langgestreckt geblasen, um den Arbeitern einen Anhalt zu geben, innerhalb welcher Zeit die jeweilige Bedienung ausgeführt werden muß. Das Maß der jedesmal vorzunehmenden Absenkung muß durch eine Skala den Arbeitern genau vorgeschrieben sein. Als Absenkungsvorrichtungen kommen vor allem Schraubenspindeln und dann erst Keile in Frage. Sandtöpfe erscheinen mir nicht so zweckmäßig, weil man ihre Regelung, wenn der Sand einmal naß wird, nicht so fest in der Hand hat. In der Abbildung, die mir von der Firma Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. M., zur Verfügung gestellt wurde, sind als Beispiele Schraubenspindeln mit behelfsmäßigen Skalen über den Unterteilen und behelfsmäßigen Zeigern aus zusammengewürgtem Draht an den Schrauben dargestellt. Auf den Skalen sind die Absenkungsstufen durch starke Striche gekennzeichnet.

Ich selbst habe in meiner Praxis die Ausrüstung großer Gewölbe nur unter gleichzeitiger Bedienung aller Absenkungsvorrichtungen vornehmen lassen. Es kann aber sehr wohl der Fall eintreten, daß die erforderlichen Mannschaften für die gleichzeitige Bedienung aller Absenkungsvorrichtungen nicht zusammengebracht werden können. In diesem Fall ist es notwendig, die Absenkungsvorrichtungen gruppenweise zu bedienen. Hierbei darf naturgemäß die Voreilung einer Absenkungsgruppe gegenüber der benachbarten nur ein geringes Maß betragen. Es ist meines Erachtens erwünscht, daß sich die Fachwelt noch darüber äußert, wie groß nach praktischen Erfahrungen das Maß derartiger Voreilungen unbedenklich sein darf.

Herr Professor Colberg nimmt zu vorstehenden Ausführungen wie folgt Stellung:

„Auf die neuerliche Erwiderung des Herrn Reichsbahnrat Blunck habe ich meinen früheren Ausführungen nichts mehr hinzuzufügen, begrüße jedoch die Bestätigung des genannten Herrn, daß das Ausrüstungsverfahren des Flensburger Unternehmers sich in dem wesentlichsten Punkt von meinem Verfahren unterschied, daß nämlich „der Flensburger Unternehmer die Stützen in den Mitten der Gewölbeschenkel sogleich entfernte, die Scheitelstützen aber in ihrer Anfangsstellung beließ, während nach meinem Verfahren die baldige Mitnahme auch der Scheitelstützen als selbstverständlich" galt. Die Fassung des Aufsatzes in der „Bautechnik" 1924, Heft 46, sowie insbesondere auch der dem Sinne nach damit übereinstimmende mündliche Bericht in der Frühjahrstagung des Deutschen Beton-Vereins 1925 über den Flensburger Unfall mußte den Eindruck erwecken, daß man darauf abzielte, die Ursachen des Unfalls in Flensburg auf mein Verfahren abzuwälzen, was mich zu entsprechender Gegenwehr veranlaßte. Im übrigen hat die fachliche Erörterung immerhin schätzbare Klärungen erbracht."

Herr Oberbaurat Dr. Dr. techn. e. h. F. v. Emperger schreibt abschließend:

„Meine in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 19, S. 304 u. f. vertretene Auffassung besteht darin, daß flache Bogen bei Überschreitung des in den neuen deutschen Vorschriften enthaltenen größten (bei Säulen) erlaubten Schlankheitsverhältnisses: bei Beton (siehe C, § 4, Abs. 2) von 1 : 10 und bei Eisenbeton (siehe A, § 19, Tafel III) von 1 : 25 einer besonderen Vorsicht bedürften, weil sie ganz ähnliche Druckglieder darstellen. Bei einem Fall wie in Flensburg (1 : 13) empfiehlt es sich überhaupt nicht, Beton allein in Betracht zu ziehen. Die von mir verlangte Bewehrung dient in erster Linie während der Ausschalung dazu, den Zusammenhang dieser riesigen Betonplatte bei den unberechenbaren Höhenänderungen zu gewährleisten. An eine statische Notwendigkeit der Bewehrung habe auch ich — sofern der Beton für die abgeminderten Inanspruchnahmen genügt — nicht gedacht. In diesem Sinne ist auch die in der Vorschrift enthaltene Erhöhung der höchsten erlaubten Knicklänge von 1 : 10 auf 1 : 25 zu verstehen, und damit haben die von Herrn Reichsbahnrat Blunck geäußerten Bedenken wegen eines späteren möglichen Verrostens der Bewehrung nichts zu tun, so wenig ich hierfür die Notwendigkeit bei einem Druckglied einzusehen vermag, in dem man jeden Zugriß vermeiden kann. Wenn der Bogen in Flensburg nicht 1,45 m, sondern entsprechend dem größten erlaubten Schlankheitsgrade von 1 : 10 eine Scheitelstärke von 1,9 m gehabt hätte, so würde er immer noch nicht den deutschen Vorschriften für Stützen und Pfeiler aus Beton (§ 4, Abs. 2) entsprochen haben, die in einem solchen Falle eine Abminderung auf $^1/_4$, also $\frac{W_{b\,28}}{12}$ vorschreiben. Leider finden sich dort „flache Bogen" nicht ausdrücklich als Druckglieder angeführt, und dies ist ein Anlaß, gar keine Abminderung einzuführen. In Anbetracht dieser Unklarheit der Vorschrift darf man dem Konstrukteur des Flensburger Bogens keinen Vorwurf machen. Der Hinweis darauf, daß die Bogen in Cannstatt u. a. — ihre Zahl ist übrigens sehr klein — beim Ausrüsten nicht eingestürzt sind, ist natürlich nicht beweiskräftig, weil dabei Sorgfalt und Zufall ausschlaggebend sind. Man beurteilt den Beton viel zu viel nach den Versuchen bei einer in der Praxis unmöglichen sorgfältigen Herstellung im Laboratorium, wie die neuerlich hervorgeholte Größe „$W_{e\,28}$" beweist. Weit davon entfernt, den wissenschaftlichen Wert dieser Sorgfalt zu verkennen, halte ich zur richtigen Erkenntnis auch Versuche mit Baubeton von gewöhnlicher Güte und von der bekannten Ungleichmäßigkeit für erforderlich, die ganz besonders bei Druckgliedern, selbst bei Würfeln zu überraschenden Abweichungen führt, die die Anwendung schlanker Druckglieder ohne Bewehrung nicht zulassen."

Schlußwort.

Nachdem die Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen gründlich und von verschiedenen Seiten ausreichend erörtert worden ist, schließen wir hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Januar erschienene Heft 2 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberbaurat Altmann: Die neuen Erhardtbrücken über die Isar beim Deutschen Museum in München. — Prof. Karl Hager: Plattenberechnung für eine durch Sinuslinien begrenzte Belastung. — Dipl.-Ing. Prof. L. Geusen: Die freitragenden Dächer in Eisenbeton. — Dipl.-Ing. Karl Seytter: Über die Wirkungsweise von Bleigelenken. — Dr. M. Thullie und Ing. A. Chmielowiec: Versuche von Ing. L. J. Mensch, Chicago, mit Eisenbetonsäulen mit Gußeiseneinlage. — Reichsbahnrat Blunck: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton.

Der Gerüsteinsturz der Piavebrücke in Belluno. Am 3. Mai 1925 gegen 2 Uhr nachmittags stürzte das Lehrgerüst der großen, bei Belluno im Bau befindlichen Brücke über die Piave ein, obschon kaum ein Drittel der erforderlichen Betonmassen in die Schalung eingebracht war. Die Brücke war als eingespannter Eisenbetonbogen ohne Rippen mit 71,40 m Spannweite, 8,40 m Stich, einer Stärke von 1,50 m im Scheitel und 1,80 m an den Kämpfern entworfen, die Bewehrung bestand in 25-mm-Rundeisen und betrug 0,7 % des Gesamtquerschnitts. Der Bogen war 5,15 m breit, die nutzbare Gesamtbreite — anscheinend infolge auskragender Gehwegplatten — sollte 7,10 m betragen.

Nach einer Mitteilung der „Annali della R. Scuola d'Ingegneria di Padova" war das Lehrgerüst auf Grund der amtlichen Bestimmungen und nach dem Entwurf der Bauunternehmung ausgeführt; es bestand aus acht Sprengwerken auf einzelnen Stielen, die miteinander nicht verbunden waren, wie auch die Verbindung der acht Strebenwerke selbst nach Abb. 1 a als nicht besonders fest erscheint. Die Entfernung der Stiele voneinander betrug etwa 8 m. Der Einsturz geschah plötzlich, ohne irgendwelche Vorboten wie Geräusch, teilweise Senkungen od. dergl.; von den auf dem Bau Beschäftigten vermochte sich nur ein einziger in Sicherheit zu bringen, indem er sich an der Schwenkrinne der Gußbetonanlage festhielt. Auch der leitende Ingenieur der städtischen Bauverwaltung wurde von dem Unfall mitbetroffen.

Die erste wahrnehmbare Bewegung bestand nach Abb. 1 a in einem einfachen Abreißen der Schalung des noch nicht betonierten Feldes zwischen den Sprengewerken 3 und 4, alsdann gab das letztgenannte nach, wobei die Verunglückten den Eindruck hatten, als ob es plötzlich

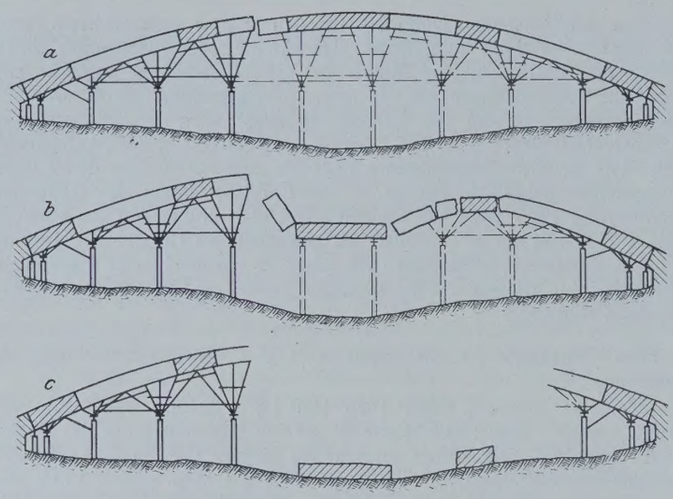


Abb. 1.

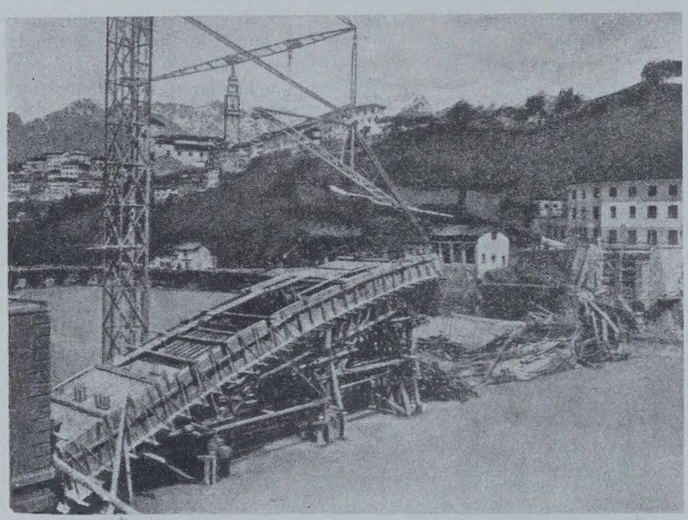


Abb. 2.

wie abgeschnitten und verschwunden gewesen wäre. Nach einigen Sekunden stürzte auch der in Abb. 1a und b punktiert gezeichnete übrige Teil des Lehrgerüstes nach, seine Trümmer und der bereits aufgebrachte Beton stürzten etwa 2 m seitlich in das Flußbett; am 2. Juni brachen dann nach Abb. 1c noch einige stehengebliebene Teile der Rüstung ein. Abb. 2 gibt einen Überblick über die Trümmerstätte. Ki.

Hafenbauten in Bremen. Die zunehmende Zahl der großen auf Bremen laufenden Schiffe machte es nötig, weitere Lösch- und Ladeplätze im Zollausschlußgebiet zu schaffen. Deshalb wird das Nordufer des Hafens II (Abb. 1) in 1000 m Länge als Kai ausgebaut. Die Kaimauer wird auf hochstehendem Pfahlrost mit hinterer Spundwand ge-

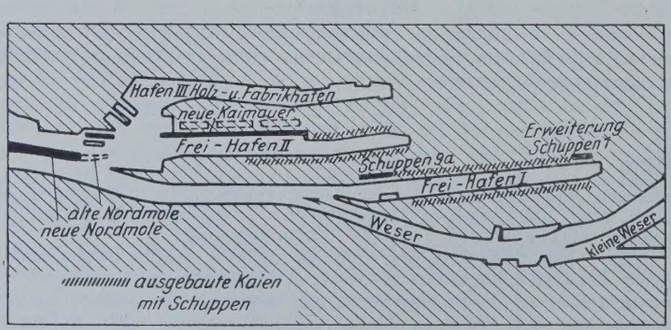


Abb. 1.

gründet. Eine Rostplatte aus Eisenbeton faßt die Pfahlköpfe zusammen. Die Rostplatte wie die aufgehende Mauer werden aus Gußbeton hergestellt, mit dem die besten Erfahrungen gemacht sind. Die Kaimauer, deren Querschnitt Abb. 2 wiedergibt, ist bereits auf 800 m Länge fertiggestellt und wird auf dieser Strecke jetzt freigebaggert. Die ersten 100 m der neuen Kaimauer werden bereits benutzt, weitere 400 m werden im Januar benutzbar. Es ist damit zu rechnen, daß die ganze Mauerstrecke zunächst als Liegeplatz zum Frühjahr in Benutzung genommen wird. Der Bau der Schuppen, Gleise und Straßen wird demnächst in Angriff genommen werden. Auch am Hafen I ist durch den Bau eines neuen 300 m langen Schuppens und Verlängerung eines Schuppens um 145 m eine wesentliche Erweiterung geschaffen.

Von besonderer Bedeutung für die Schiffahrt ist die Umgestaltung der Einfahrt in den Hafen II. Die alte Nordmole wird abgebrochen und

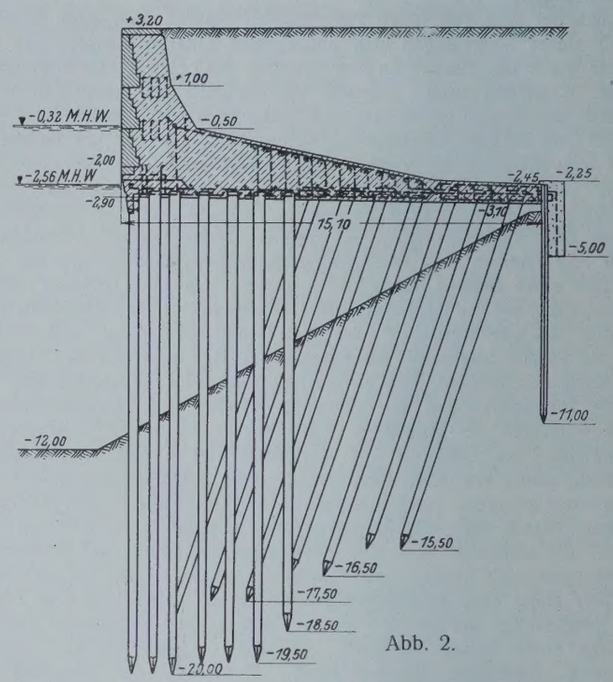


Abb. 2.

die Einfahrtbreite zwischen den beiden Molenköpfen von 60 m auf 200 m gebracht. Die Baggerarbeiten sind zum großen Teil schon ausgeführt, die Abbrucharbeiten sind in Angriff genommen. Um die Möglichkeit zu haben, die größeren Schiffe in Bremen zu docken, hat die Aktiengesellschaft Weser den Bau eines neuen Schwimmdocks von 17 500 t Tragfähigkeit begonnen, dessen Dockgrube gleichfalls in Angriff genommen ist. H.

Fortbildungskurse an der Technischen Hochschule Wien für die in der Praxis stehenden Ingenieure. Die Technische Hochschule Wien beabsichtigt, ein Außeninstitut ins Leben zu rufen, ähnlich wie es an den Technischen Hochschulen des Deutschen Reiches besteht und sich gut bewährt hat. Die Einrichtung hat den Zweck, die in der Praxis stehenden Ingenieure in Sonderkursen über die neuesten Ergebnisse der technischen Forschung eingehend zu unterrichten. Technische Körperschaften haben den Plan der Technischen Hochschule begrüßt, und namhafte Fachmänner der technischen Praxis haben sich bereitwillig der Durchführung dieses Gedankens zur Verfügung gestellt. Das Programm für die im Februar 1926 beginnenden Kurse wird in den technischen Zeitschriften rechtzeitig bekanntgegeben werden. Die Gegenstände der in Vorbereitung stehenden Kurse sind: Eisenbeton, Innenausbau von Gebäuden, Lichttechnik, Radiotechnik, Automobilwesen und Nomographie.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Paul Werner von der R. B. D. Oppeln zum neuerrichteten Schmalspurbahnamt Beuthen (Oberschles.), Klett von der R. B. D. Stuttgart zum E. Z. A. in Berlin, Sembdner, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Berlin, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Berlin-Tempelhof, Grahl, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Berlin-Tempelhof, als Werkdirektor zum E. A. W. Frankfurt (Oder), und Pfisterer, Vorstand des E. W. A. Schwerin (Meckl.), als Werkdirektor zum E. A. W. Rostock.

Beauftragt: der Reichsbahnoberrat Warsitz, Breslau, mit der Wahrnehmung der Geschäfte des Leiters der neuerrichteten Abteilung II (Tarif- und administrative Streckenangelegenheiten) bei der R. B. D. Breslau.

Ausgeschieden: dem Reichsbahnoberrat Dr. jur. Rapmund, Breslau, ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Dienste der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft erteilt.

Preußen. Gestorben: der Eisenbahndirektionspräsident i. R. Alfred Vollgold, früher Präsident der E. B. D. Kassel, und der Geheime Baurat Ludwig Lohmeyer, früher Mitglied der E. B. D. Frankfurt a. M.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Baurat Feldweg, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Heilbronn, in die Besoldungsgruppe XI eingewiesen und den Baurat Mößner bei der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau zum Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Reutlingen ernannt.

INHALT: Die Betonauskleidung der Werkkanäle. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. (Fortsetzung.) — Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken. (Schluß.) — Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Gerüsteinsturz der Piavebrücke in Belluno. — Hafenbauten in Bremen. — Fortbildungskurse an der Technischen Hochschule Wien. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 29. Januar 1926 Heft 5

Alle Rechte vorbehalten.

Der Jan-Pieterszoon-Coen-Hafen in Amsterdam.

Von **Jhr. Ir. E. van Heemskerck van Beest,** Amsterdam.

Durch das schnelle Anwachsen des Amsterdamer Hafens vor dem Kriege war es notwendig, dessen Anlagen und Anpassungsfähigkeit zu vergrößern, da sich erwarten ließ, daß der Anteil, den Amsterdam an dem Transitverkehr von und nach Mitteleuropa nehmen werde, sich noch erheblich steigern würde.

An erster Stelle verdankt der Amsterdamer Hafen seine Bedeutung der großartig n Gelegenheit zur Lagerung von Waren. Schon seit mehreren Jahrhunderten ist Amsterdam der Lagerplatz für die Erzeugnisse der reichen Kolonien; die Zufuhr von Kolonialwaren ist in diesem Hafen immer das wichtigste gewes n und bildet auch jetzt noch die Grundlage des Hafen- und Handelsverkehrs daselbst. Zudem darf die rasche Zunahme des Rheinverkehrs, an erster Stelle hervorgerufen durch den starken Verkehr der „Nieuwe Rynvaart Maatschappy", die, eng verbunden mit der „Kon. Nederl. Stoomboot Maatschappy", Frachten abschließt von überseeischen Häfen nach den Rheinhäfen und umgekehrt und diesen Verkehr über Amsterdam leitet, wohl als durchschlagender Beweis gelten für die Lebensfähigkeit dieses Hafens als Transithafen.

Bevor ich eine Übersicht gebe über die zurzeit vorliegenden großartigen Hafenpläne, mit deren Ausführung man schon begonnen hat, möchte ich zunächst den jetzigen Zustand des Hafens kurz beschreiben.

Der Amsterdamer Hafen, wie er sich in Abb. 1 zeigt, ist eine Schöpfung der letzten fünfzig Jahre. Nachdem das Westerdok, Oosterdok und alte Entrepotdok durch den Eisenbahnbau westlich und östlich vom Zentralbahnhof für die großen Seeschiffe so gut wie unerreichbar geworden waren, sind in dem vormaligen Meerbusen, „Y" genannt, durch den Bau von Kais neue Hafenbecken hergestellt worden.

Im Jahre 1877 wurde im östlichen Hafengebiet mit dem Bau des Eisenbahnhafens begonnen, und ungefähr zu derselben Zeit ließ die Stadtbehörde den Handelskai mit seinen Schuppen und Ausrüstungen bauen. Die Y-Insel, mittels einer Brücke für Eisenbahn- und Straßenverkehr mit dem Handelskai verbunden, war ursprünglich als Wellenbrecher gebaut, damit Deck- und Rheinschiffe ruhig an dem Handelskai laden und löschen konnten. In den letzten 25 Jahren sind längs dieser Insel Kaimauern gebaut worden, und auf dem dahinterliegenden Gelände haben die Stadtbehörde sowie mehrere Schiffahrtgesellschaften Schuppen errichtet. In letzter Zeit ist südlich vom Eisenbahnhafen der Borneokai gebaut worden.

Der größte Teil der Kais wird von den 25 in Amsterdam ansässigen Reedereien benutzt, die regelmäßig Fahrten unterhalten zunächst mit den ostindischen Kolonien (Stoomvaart My. „Nederland" und Stoomvaart My. „Oceaan"), deren Dienst sich auch auf China und Japan erstreckt und weiterhin auf Nord-, Mittel und Südamerika (Holland-Amerika lyn, West-Indische Mail und Kon. Holl. Lloyd).

Auch die Kon. Ned. Stoomboot My., deren Frachtdampfer nahezu hundert Verbindungen unterhalten mit den mittelländischen Seehäfen, der Levante, dem Schwarzen Meere, mit Spanien, Portugal und den Ostseehäfen sowie mit Skandinavien, und die Holl. Stoomboot My., die mit der General Steam Navigation Cy. eine regelmäßige Verbindung von Amsterdam mit den Häfen Großbritanniens vermittelt, haben bedeutende Anlagen im Hafen.

Wenn auch für die große Seeschiffahrt jetzt das östliche Hafengebiet noch von größter Wichtigkeit ist, da sich hier, wie erwähnt, die festen Verbindungen mit den europäischen Häfen, den Kolonien von Südamerika vereinigen, so findet man doch auch im westlichen Hafengebiet bedeutende Hafenanlagen für die Lagerung von Holz, Getreide und Petroleum.

Bei der Aufstellung eines Erweiterungsplanes mußte die schwierige Frage gelöst werden, ob die Hafenerweiterung im Osten durch Errichtung einer zweiten Y-Insel geschaffen werden sollte oder ob man für die Ausführung von neuen Hafenbauten den Blick nach der Westseite der Stadt, wo schon die oben erwähnten großen Hafenanlagen für die Lagerung von Holz, Getreide und Petroleum gebaut worden sind, zu richten hätte.

Anfangs hatten viele führende Persönlichkeiten aus Schiffahrt- und Handelskreisen große Bedenken gegen diese Erweiterungspläne; man meinte, daß die großen Vorteile, die der Amsterdamer Hafen durch seine bequeme und billige Anpassungsfähigkeit bietet, verloren gehen würden, wenn neue Hafengelände im Westen und in großer Entfernung von den älteren Anlagen errichtet werden. Durch die Tatsache, daß der Boden im Osten viel schlechter ist als im westlichen Teile der Stadt und daß außerdem alle Seeschiffe an der Stadt vorbei fahren müssen, damit sie im östlichen Hafengebiet ihre Liegeplätze erreichen können, ließen die Gegner der Erweiterungspläne im Westen sich zum Schluß doch überzeugen, daß es für die Amsterdamer Belange das beste wäre, die Erweiterungsarbeiten im Westen ausführen zu lassen.

Außer den Erweiterungsplänen für den großen Handelshafen „West", ausgerüstet mit Hafendämmen, eingerichtet für die größten Ozeandampfer und Raum bietend für Docks, Werften, Industrien usw. und für einen neuen Holzhafen mit zugehörigem Flußhafen, wurde obendrein noch der Jan-Pieterszoon-Coen-Hafen geplant.

Mit dem Bau dieses Hafens, der zwischen dem Holzhafen und dem Petroleumhafen gelegen ist, wurde nach dem Kriege begonnen, was sich als möglich erwies, weil der Stadt an dieser Stelle genügendes Baugelände zur Verfügung stand. Als zweiter Grund, warum der Bau des Coenhafens vor dem des Westhafens ausgeführt wurde, ist anzuführen, daß die Bauarbeiten, die vorher ausgeführt werden müssen, wie das Graben eines Zugangkanals vom Nordseekanal nach den Hafenanlagen, das Graben von Verbindungskanälen mit den Schiffahrtwegen in der Stadt, der Bau von Eisenbahnlinien und dazugehörigen Emplacements, die doch eigentlich zugunsten des ganzen Hafens sein würden, für den Coenhafenkomplex den geringsten Umfang haben.

Ursprünglich war der Coenhafen entworfen als ein rechteckiges, an drei Seiten von Kaimauern begrenztes Hafenbecken, doch schon bald wurde dieser Entwurf durch einen besseren ersetzt, wobei von dem Grundsatze ausgegangen wurde, daß es für einen schnellen ununterbrochenen Lösch- und Ladebetrieb am vorteilhaftesten sei, die Einteilung so zu treffen, daß das Handelsgelände an der einen Seite begrenzt würde von einer Kaimauer mit Gelegenheit zum Anlegen für tiefgehende Schiffe, unmittelbar dem Kai entlang eine Kranbahn, An- und Abfuhrgleise, eine Straße, dann der Lagerraum, und an der anderen Seite von einem Kai, wo Flußschiffe die Güter aus den Schuppen abholen oder darin löschen können.

Diese Einteilung eines Handelsgeländes wurde zum ersten Male zur Anwendung gebracht bei dem Bau des östlichen Teiles des Borneokais; längs dem Handelskai und der Y-Insel sind die Gelände nur an einer Seite vom Wasser begrenzt, worüber man sich nicht zu wundern braucht, weil bei dem Bau der Y-Insel hauptsächlich der Plan der Transito-Kommission von 1890 befolgt worden ist und die Kommission damals keine Ahnung gehabt haben kann von dem schnellen Zuwachs der Schiffstonnage und noch weniger der Ansprüche, die ein neuzeitliches Frachtschiff an den Lagerraum sowie an die Möglichkeit eines raschen Lösch- und Ladebetriebes stellt.

Wiederholt erfahren Kähne und Deckschiffe, die an den Kais der Y-Insel entlang Waren abholen oder löschen müssen, Überlast von den Seeschiffen und müssen alsdann verschleppt werden, um dem Seeschiffe den Platz einzuräumen.

Für den Amsterdamer Hafen, wo die Beförderung der Waren hauptsächlich auf dem Wasser geschieht, wird das neue System, wobei es möglich ist, das Löschen und Laden von See- und Flußschiffen ungestört und unabhängig voneinander auszuüben, als eine wesentliche Verbesserung betrachtet, und in Anbetracht dieser Verbesserung sind im Coenhafen Piere geplant, die bei einer Breite von 55 m eine Länge von 300 m haben und an der einen Seite Anlegeplätze für die größten Seeschiffe, an der anderen Seite für Rheinschiffe, Leichter, Deckschiffe usw. bieten.

Der Coenhafen hat eine Länge (gemessen von dem Eingang bis an die südliche Begrenzung der Handelsgelände) von 750 m und eine Breite (soweit der jetzt vollendete Teil in Betracht kommt) von 400 m und nach Vollendung des ganzen Hafenbeckens von 850 m. Die Länge der Kaimauern, an die Seeschiffe festgemacht werden können, beträgt etwa 1500 m, die Länge der Kaimauern für Flußschiffe und Kähne 700 m. Die Wasseroberfläche in dem jetzt vollendeten Teile des Coenhafens beträgt rd. 20 ha, die Handelsgelände entlang der Kaimauer haben eine Fläche von 10 ha, die rückwärts gelegenen Gelände abermals von 10 ha.

Der neue Hafen wird an der Westseite begrenzt von einem 650 m langen Kai; längs der Südseite sind kürzere Kaimauern vorgesehen, worauf rechteckig die schon erwähnten 300 m langen Piere gebaut worden sind. Der Ostseite entlang ist der jetzt vollendete Teil des Coenhafens durch einen Querdamm von dem Rest des Amsterdamer Polders getrennt.

Für den weiteren Ausbau des Hafens sind noch zwei Piere geplant, und jetzt wird noch an der Rückseite der vollendeten westlichen Kaimauer ein kleiner Hafen für Flußschiffe gebaut.

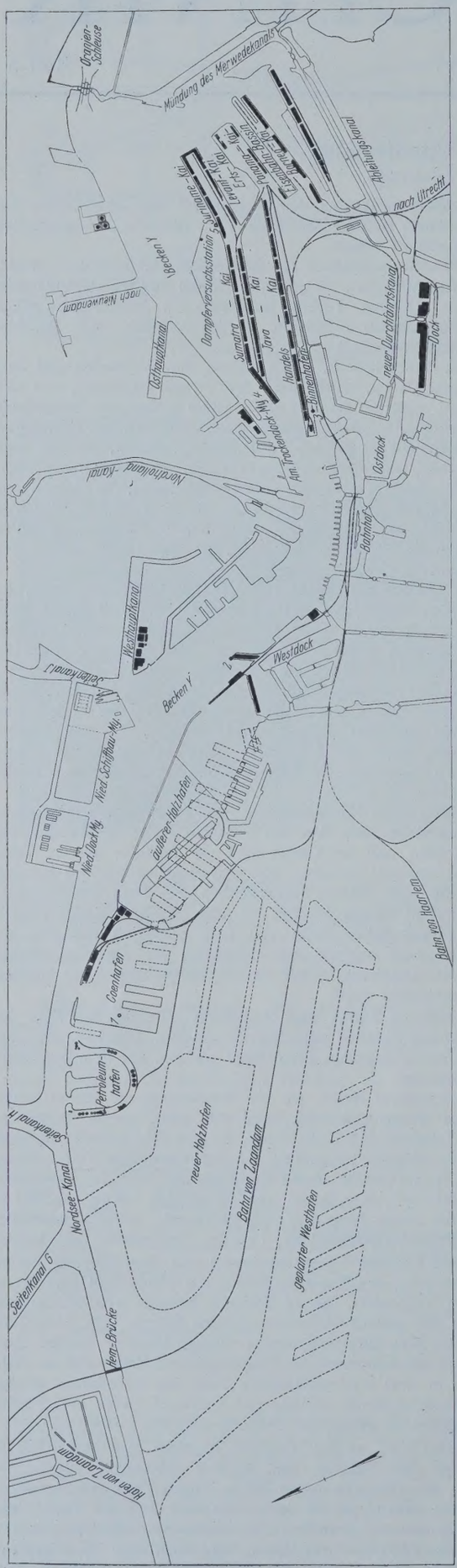


Abb. 1. Häfen von Amsterdam.

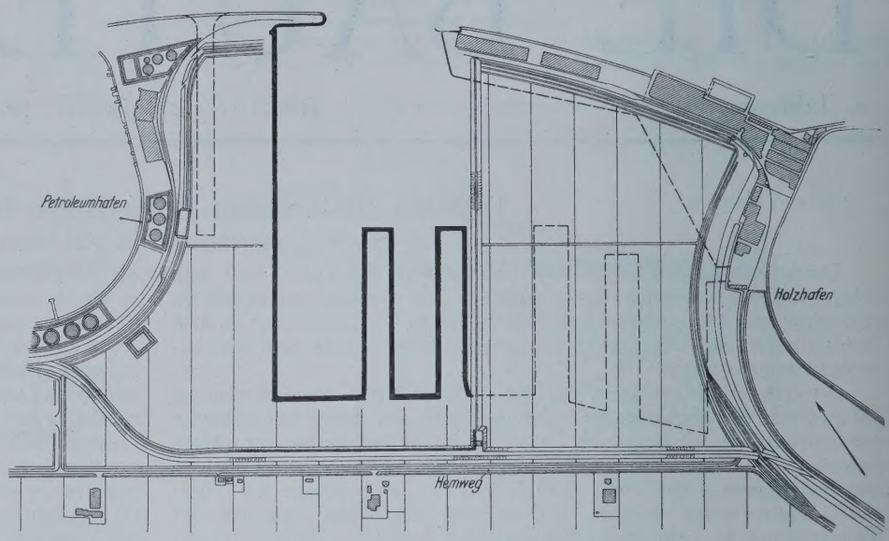


Abb. 2. Lageplan des Coenhafens.

Der Coenhafen wird ebenso wie der geplante Hafen „West“ und wie der vorgesehene Holzhafen durch Kanäle mit dem östlichen Hafengebiete in Verbindung gebracht, damit der Verkehr mit den Lagerhäusern und Zwischenlagern jederzeit in zuverlässiger Weise stattfinden kann.

Gerade das ist einer der wichtigsten Vorzüge dieses Hafens, daß die Beförderung nach den Lagerhäusern und nachher die Weiterbeförderung sich billiger durchführen läßt als irgendwo anders. Das ausgedehnte Netz der Schiffahrtwege und Kanäle ist dabei von großem Nutzen.

Was die Ausführung des Coenhafens selbst anbelangt, so ist zu erwähnen, daß hier zum ersten Male in Amsterdam eine Hafenanlage im Polder, also ganz im Trockenbau, gebaut werden konnte. Im östlichen Hafengebiete mußten der Handelskai, der Erzkai und die der Y-Insel entlang gebauten Kaimauern größtenteils hinter Fangedämmen (das sind im Y-Fluß aufgeworfene Dämme von Dünensand) hergestellt werden, um die Ramm- und Betonarbeiten im Trockenen ausführen zu können. Da diese Fangedämme im Coenhafen nicht notwendig waren, konnten bei der Bauausführung erhebliche Ersparnisse erzielt werden. Ebenso wie im östlichen Hafengebiet wird auch im Coenhafen weder an der Oberfläche noch in geringer Tiefe fester Boden von genügendem Widerstande für Bauzwecke gefunden. Trotzdem ist der Baugrund im Coenhafen bedeutend günstiger als im östlichen Hafengebiet.

Die Erdoberfläche liegt im Durchschnitt auf 2,70 m — A.P., und bis etwa 5 m — A.P. bestehen die Bodenschichten aus Dammerde, Klei mit Sand und Muscheln und darunter schlaffem Torf. Unter 5 m — A.P. wird feiner Sand gefunden, vermischt mit Klei, dessen Gehalt zwischen 15 und 50 % wechselt. Der gute Baugrund wird gefunden bei 11 bis 12 m — A.P. Um das Gewicht der Kaimauer und der darauf ruhenden Lasten auf festere Schichten zu übertragen, ruhen die Kaimauern, wie der Querschnitt (Abb. 4) zeigt, auf einer Pfahlgründung. Die breite, rückwärts ver-

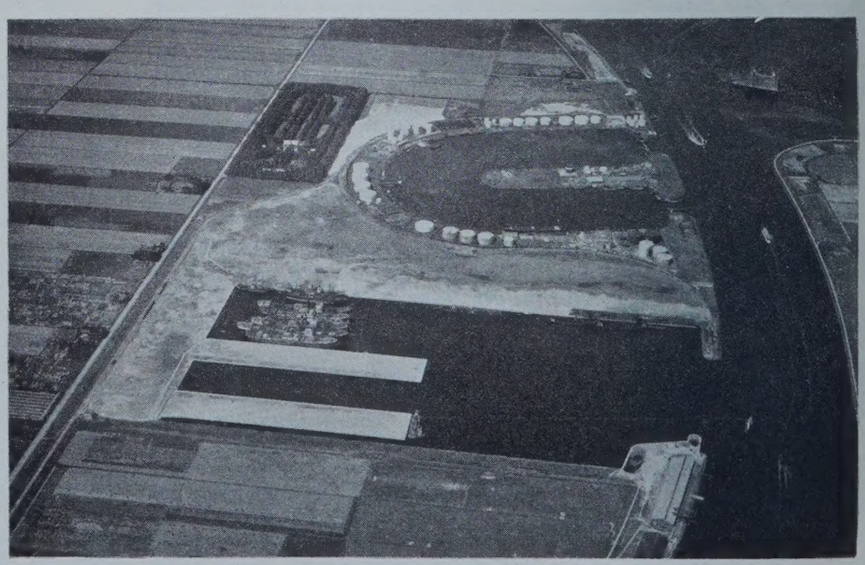


Abb. 3.

längerte Gründungsplatte dient zur Entlastung von dem unter der Platte befindlichen Boden und außerdem zur Verankerung der eigentlichen Kaimauer in den rückwärts und tiefer gelegenen Schichten.

Als ein wichtiger Teil der Kaimauerkonstruktion ist die Spundwand, die verhüten soll, daß die Hinterfüllungserde in den Hafen eindringt, unmittelbar hinter der Mauer angebracht worden. Um den wagerechten Druck aufzunehmen und dadurch jeder Verschiebung nach der Wasserseite vorzubeugen, sind eine Anzahl Schrägpfähle gerammt worden.

Die Länge der Pfähle ist für die Pfahlreihe an der Wasserseite der Spundwand auf 16 m und für die an der Landseite auf 14 m bemessen worden. Eine geringere Länge

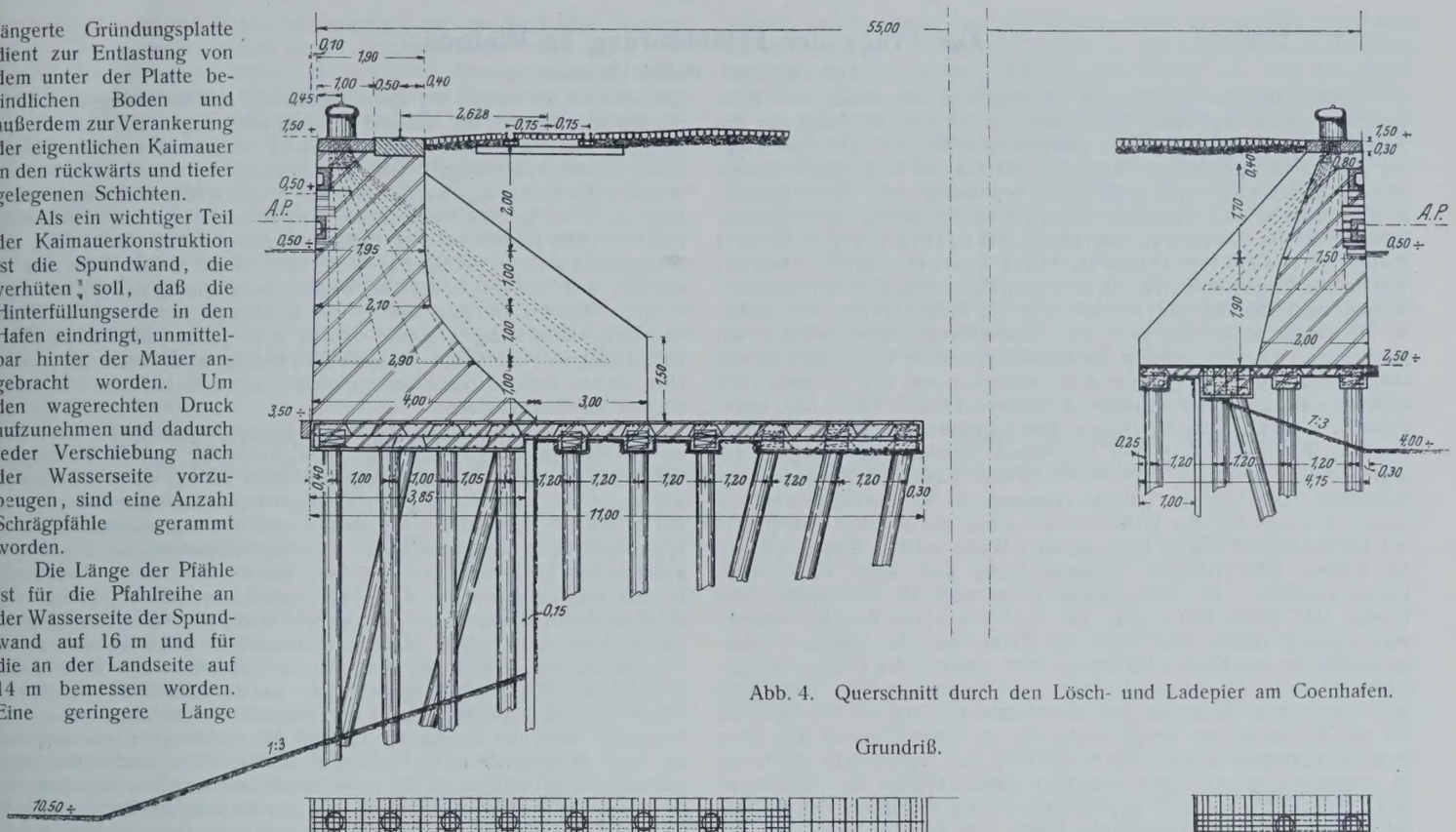
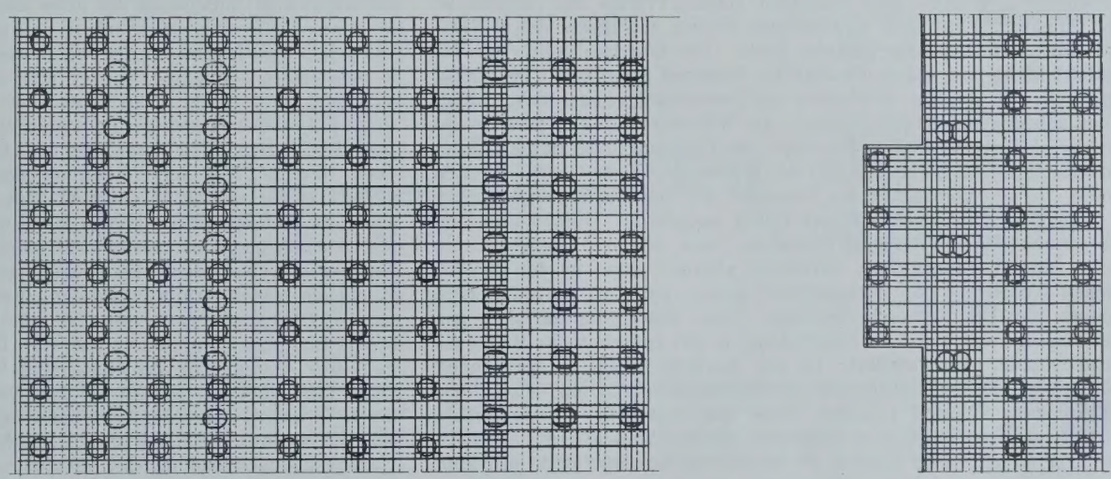


Abb. 4. Querschnitt durch den Lösch- und Ladepier am Coenhafen.

Grundriß.



wurde als nicht erwünscht erachtet. Die Pfähle sind sowohl in der Längen- als Breitenrichtung verbunden durch eine etwa 30 cm dicke Eisenbetonplatte, an der die Pfähle durch Kappen von Beton befestigt sind. Obschon die eigentliche Kaimauer am Fuß nur etwa 4 m breit ist, hat die Platte eine Breite von 11 m. Die obere Seite der Grundplatte ist auf 3,50 m — A. P. für die Kaimauern für Seeschiffe und auf 2,50 m — A. P. für die leichteren Kaimauern für Flußschiffe angelegt worden, so daß nur der darüberliegende Boden fortzuschaffen und deshalb die Grabearbeit so gering wie möglich war.

Auf die Platte ist die eigentliche Kaimauer aus Stampfbeton gestellt worden, mit ihrer oberen Fläche bis an 1,50 m + A.P. oder 1,90 m über den normalen Wasserstand im Amsterdamer Hafen reichend. Die Mauer ist oben abgedeckt durch zwei Granitstreifen; das hintere Granitband dient zur Unterstützung der äußeren Kranschiene, die durch Schienenstühle an dem Bande befestigt ist. Als Einzelheit ist noch zu erwähnen, daß längs den Kaimauern die sonst üblichen Schutzpfähle zur Befestigung der Schiffe und zugleich zum Schutze der Kaimauer nicht angebracht worden sind. Obschon in den letzten zehn Jahren derartige Schutzpfähle im östlichen Hafengebiet immer kräftiger gewählt worden sind, hat sich doch gezeigt, daß sie für die heute den Hafen benutzenden großen Passagier- und Frachtdampfer keine genügend sichere Befestigung bieten. Wiederholt sind ernstliche Beschädigungen vorgekommen, so daß bei dem Kaimauerbau im Coenhafen diese Schutzpfähle fortgelassen wurden und statt dessen den Schiffen Gelegenheit geboten wird, an Poller anzulegen. Diese Poller, die etwa alle 25 m angebracht sind, bestehen aus einem Bündel schwerer Bewehrungsstäbe, die in einer an der Stelle des Pollers angebrachten Mauerverstärkung verankert sind. Um die Stäbebündel wird eine gegossene eiserne Kappe gezogen.

Nachdem die Kaimauern im ersten Teil des Coenhafens vollendet waren, wurde das Wasser am 13. September 1924 in Gegenwart der Königin Wilhelmina und des Prinzen Heinrich sowie vieler maßgebender und führender Persönlichkeiten aller bei der Schiffahrt interessierten Unternehmungen in das zukünftige Hafenbecken eingelassen. Während des feierlichen Eröffnungsaktes strömten etwa 400 000 m³ Wasser in das eigentliche Hafenbecken und etwa 300 000 m³ hinter die Kaimauern. Wo der Boden im Amsterdamer Polder etwa 2,5 m unter der Kanalhöhe lag, genügte dieser Höhenunterschied, um eine rasche Zuströmung von Kanalwasser zu erhalten.

Sofort nachdem das Wasser in das Hafenbecken eingelassen war, wurde mit zwei Baggermaschinen im Hafen gearbeitet, um die erforderliche Tiefe zu erreichen.

Mit den Bodenschichten von 2,50 bis 5,00 m — A.P., die sich zur Aufhöhung von Handelsgelände weniger gut eignen, sind anderswo Gelände aufgefüllt worden, weil mit dem ausgebaggerten Boden unter 5 m — A.P. die Gelände hinter den Kaimauern bis zu einer Höhe von 1,50 m + A.P. aufgeschwemmt worden sind. Der Hafen ist mit Ausnahme des Teiles für die Flußschiffe, der nur eine Tiefe von 4 m — A.P. erhält, ausgebaggert worden bis 10,50 m — A.P., wobei etwa 1,3 Mill. m³ Boden, im Profil gemessen, gefördert worden sind. Sobald die aufgehöhten Gelände genügend ausgetrocknet sind, wird mit dem Straßen- und Eisenbahnbau und mit der Errichtung von Schuppen und Warenhäusern begonnen.

Die großartige Anlage des Coenhafens wird die Stadt Amsterdam in den Stand setzen, den schärfsten Wettbewerb mit den westeuropäischen Häfen aufzunehmen und manchen Transport wegen der Zuverlässigkeit und Billigkeit über ihren Hafen zu leiten.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Eisabführung an Wehren.

Von Oberbaurat **Geiße**, Hannover.

Zu dem Aufsatze von Dr.-Ing. Ottmann in der „Bautechnik“ 1925, Heft 18 vom 24. April, über Eisabführung an Wehren, der viele sehr bemerkenswerte Hinweise auf die praktische Lösung der wichtigen Frage der leichten und gefahrlosen Abführung des Eises an beweglichen Wehren enthält, dürften noch einige Erfahrungen von Belang sein, die an anderen, in dem Aufsatze nicht erwähnten Stellen gemacht worden sind. An dem Weserwehre bei Dörverden, das bereits drei Jahre vor dem in dem Aufsatze erwähnten Oderwehre bei Bartheln erbaut wurde, werden die beiden mittleren, 36 m weiten Hauptöffnungen mit Schützenwehren nach der Art des Muldewehres bei Bitterfeld und die beiden 16 m weiten Seitenöffnungen mit versenkbaren Segmentwehren abgeschlossen. Die versenkbaren Segmentwehre sind im Gegensatze zu den Ottmannschen Ausführungen zuerst für Dörverden, und zwar im Jahre 1909 entworfen worden (vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, S. 645 u. 657, sowie Zeitschr. f. Bauw. 1922, S. 371). — Die Segmentwehre sollen zur Feinregelung des Staues und zum Eisablassen dienen. Die Bewegung der Segmentwehre geschieht in einfacher Weise durch ein Windwerk mit Seilaufzug. Die Frage der seitlichen Dichtung ist bei den Segmentwehren ebenso wie auch bei den Walzenwehren durch die üblichen Federbleche mit Holzleistendichtung in befriedigender Weise gelöst. Dagegen ist für die Sohlen- oder vielmehr Drempeldichtung noch keine einwandfreie Lösung gefunden. Es spielen hierbei vornehmlich die Einwirkungen des Frostes eine große Rolle. Wie die Erfahrungen bei dem Dörverdener Wehre gezeigt haben, bildet sich am Wehrkörper, der wegen der Aufrechterhaltung des Kraftwerkbetriebes auch während der Frostperiode geschlossen bleibt, in der ganzen Tiefe des Oberwassers sehr schnell ein nach oberstrom zu allmählich sich verdickender Eisklotz, der sehr hindernd auf eine Bewegung des Wehrkörpers, wie sie beim Abgehen des Eises nötig wird, einwirkt. Um diese in die Tiefe sich erstreckende Eisbildung zu erschweren, wurden beim Einsetzen starken Frostes die Turbinen so lange stillgesetzt, bis sich oberhalb des Wehres auf einige 100 m Flußlänge eine feste Eisdecke gebildet hatte. Die Eisdecke sollte auf die Grundeisbildung auf dieser Flußstrecke hindernd einwirken. Der Erfolg zeigte sich auch an dem Feinrechen der Turbinenanlage, der vom Grundeis nur unbedeutend versetzt wurde. Am Wehrverschluß dagegen war infolge der Undichtigkeiten und infolge des Überlaufes die Bewegung im Stauwasser noch so stark, daß sich die erwähnten Grundeismassen bilden konnten. In der Voraussicht der Eisgefahr war die Drempeldichtung an den Segmentwehren so einfach und kräftig ausgebildet worden, daß sie auch starken Beanspruchungen gewachsen sein mußte. Es wurde ein etwa 8 cm im Durchmesser haltendes eisernes Rohr in den Winkel zwischen Wehrschild und Drempelfläche gelegt und mit kurzen Kettenenden an dem Drempelkörper befestigt. Diese Einrichtung hat sich, wie in der eingangs erwähnten Veröffentlichung in der Zeitschrift für Bauwesen berichtet wurde, nicht bewährt. Da sich das Rohr infolge der unvermeidbaren geringen Ungenauigkeiten in der Eisenkonstruktion und infolge von Fremdkörpern, die sich zwischen Rohr und Stauschild drängen, nicht überall dicht anlegen kann, so entstehen undichte Stellen in der Drempelfuge. Der durch diese Lücken schießende Wasserstrahl reißt das Rohr mit sich und biegt es durch. Wird dann die Spannung in dem durchgebogenen Rohrteile zu groß, so schnellt das Rohr in seine ursprüngliche Lage zurück, und das Spiel beginnt von neuem. Die schnell aufeinander folgende Wiederholung des Spieles erzeugt ein andauerndes Hämmern des Rohres gegen Drempel und Stauschild und führt zur allmählichen Zerstörung des Rohres. Das Hin- und Herschlagen des Rohres war trotz der übrigen Geräusche, wie sie an einer großen Wehranlage entstehen, auch wenn die Wehrwand geschlossen ist und nicht überströmt wird, deutlich zu hören. Es wurden Versuche gemacht, dem Rohre durch Umwickeln mit Tauwerk eine elastische Hülle zu geben, um zu erreichen, daß das Rohr beim ersten Einpressen in den Winkel zwischen Drempel und Stauschild die Drempelfuge so weit dichtet, daß das Ausströmen von Wasser durch die Fuge verhindert wird. Der Versuch hatte auch Erfolg. Die Umwicklung erwies sich aber als nicht dauerhaft genug. Immerhin hatte sich gezeigt, daß mit einem von einer elastischen Hülle umgebenen Rohrkörper eine Dichtung zu erzielen ist. Es war in Aussicht genommen, die Umwicklung durch eine Gummihülse zu ersetzen. Der Krieg mit seinen Folgen hat das Verfolgen dieses Planes verhindert. Man hat sich dann vorläufig damit geholfen, in den Winkel zwischen Drempel und Stauschild eine 40 cm starke Buschwurst zu legen und die Zwischenräume im Busch mit Asche und Lehm zu dichten. Eine Bewegung des Wehrkörpers ist nur möglich, wenn zuvor die Wurst beseitigt wird. Mit der Rückkehr normaler Verhältnisse soll der Frage einer endgültigen Lösung nähergetreten werden. An dem drei Jahre später erbauten Oderwehre bei Bartheln ist die Drempelfuge durch eine Holzleiste gedichtet worden, die durch ein am Drempel befestigtes Federblech durch den Druck des Oberwassers gegen den Wehrschild gepreßt wird. Es ist hier nicht bekannt, wie sich die Einrichtung auch bei starkem Froste bewährt hat. Bedenklich scheint bei dieser Anordnung, daß die beweglichen Teile der Dichtungsvorrichtung dauernd unter Wasser liegen und schwer zugänglich sind. Es würde dieser Übelstand vermieden werden können, wenn dieselbe Dichtungsart mit dem beweglichen Wehrteile verbunden würde, eine Anordnung, wie sie von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (M. A. N.) für ihre Versenkwalzen ausgeführt wird; vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9 vom 29. Februar, Mangold, Die Entwicklung der beweglichen Wehre; insbesondere Abb. 13 u. 14 auf S. 69. Auch dort ist erreicht, daß der Druck des Oberwassers die Dichtung der Drempelfuge bewirkt. Die Erfahrungen, die an der Stauanlage bei Viereth am Main mit dieser Einrichtung gemacht worden sind, haben den Beweis ihrer Zweckmäßigkeit erbracht. Dieselbe Einrichtung kann auch bei einem alten Wehre, auch an einem Segmentwehre, wie z. B. in Dörverden, nachträglich angebracht werden.

Was die Versenkwalzen der M.A.N. als solche betrifft, so vereinigen sie die Vorzüge, die die versenkbaren Segmentwehre und die Wehrkörper mit Eisklappe haben. Vor den Segmentwehren hat die Walze das voraus, daß sie in sich stabiler und gegen Erschütterungen unempfindlicher ist als das in offener Konstruktion hergestellte und von den elastischen Formänderungen eines Zweigelenkbogens abhängige Segmentschild. Die hydrodynamischen Untersuchungen des Geh. Baurats Prof. Koch, Darmstadt, an den Walzenwehranlagen Kesselstadt und Cassel haben ergeben, daß die Walze allen Anforderungen, die an eine bewegliche Wehranlage gestellt werden können, in vollem Maße gewachsen ist. Beim Walzenwehr ist die Bildung des gefürchteten Wassersprungs unterhalb des Wehres ausgeschlossen. Wie Koch festgestellt hat, ist das schädliche periodische Hüpfen des Wehrkörpers, wie es bei anderen Wehrkonstruktionen öfter beobachtet wird und das für den Bestand des Wehrkörpers sehr schädlich ist, beim Walzenwehr nicht beobachtet worden. Die gefährlichen Saugwirkungen und Unterdrücke mit ihren Stößen und Erschütterungen, die bei der reinen Walze dadurch entstehen, daß sich der unter der Walze hindurchschießende Wasserstrahl an den Wehrkörper anlegen kann, wird durch den Schnabelansatz vermieden, wie er jetzt durchweg bei größeren Anlagen verwendet wird (vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, S. 69). Bei der Walze mit Schnabelansatz kann ein Anlegen des Strahles nur in der höchsten Lage der Walze eintreten, wo aber das Gefälle zwischen Ober- und Unterwasser und das Maß der Eintauchung der Walze so gering sind, daß eine gefährliche Wirkung nicht eintreten kann. Bei den tiefen Stellungen der Walze ist aber wegen der großen Höhe des Schnabelansatzes ein Anlegen des Strahles und eine damit verbundene Saugwirkung ausgeschlossen. Dies ist von besonderer Bedeutung, da der unter dem Wehre durchschießende Wasserstrahl während der ganzen Dauer des Hebens und Senkens seine Wirkung ausübt und vermutlich seine Höchstwirkung bei einer Stellung des Wehrkörpers in mittlerer Höhe hat. Die Zeit des Hebens und Senkens muß aber naturgemäß verhältnismäßig lang sein, da es in den meisten Fällen nicht angängig ist, sowohl das Oberwasser rasch zu senken als auch das Unterwasser rasch zu heben und umgekehrt. Dieser Vorgang muß sich, um schädliche Folgen für die Schiffahrt, für die Uferanlieger, für die Uferbefestigungen und für das Sturzbett abzuwenden, auf einen längeren Zeitraum erstrecken. Es ist also sehr wesentlich, daß alles vermieden wird, was in der kritischen Zeit des Hebens und Senkens des Wehrkörpers schädigend auf die Konstruktion des beweglichen Wehrteils wirken kann. Eine Verminderung der Gefahr, daß durch Unterdrücke, die sich beim Hindurchschießen des Wasserstrahles unmittelbar unterhalb des Wehrkörpers bilden, starke Stöße auf den beweglichen Wehrkörper ausgeübt werden können, würde auch dadurch zu erreichen sein, daß, wie Oberregierungs- und Baurat Dr.-Ing. F. W. Schmidt vorgeschlagen hat, der Raum im Wehrkörper unmittelbar unterhalb der Durchflußkante, wo sich der Unterdruck bilden kann, durch ein Röhrensystem mit der Außenluft verbunden würde, um so einen Ausgleich in den Luftdruckunterschieden zwischen dem Unterdruckraum und der freien Außenluft herbeizuführen.

Der in dem Ottmannschen Aufsatze zugunsten des Segmentwehres erwähnte Umstand, daß das Walzenwehr in seiner Eisenkonstruktion etwas teurer ist als das Segmentwehr, kann bei der Wahl des Wehrsystems nicht ins Gewicht fallen. Für die Wirtschaftlichkeit einer Anlage sind die Gesamtkosten und die Unterhaltungskosten maßgebend. Und da die Segmentwehre längere Pfeilerbauten und damit auch ausgedehntere Fundamente erfordern und da die Walzenform in der Stabilität der Segmentform überlegen ist und infolgedessen auch die Unterhaltungskosten des Walzenwehres geringer sein dürften, so wird der größere Eisenverbrauch beim Walzenwehre mindestens ausgeglichen werden.

Zu der Frage der Anordnung einer Eisklappe ist zu bemerken, daß diese nur da in Frage kommen kann, wo die Versenkmöglichkeit des beweglichen Wehrkörpers ausgeschlossen ist. Eine Eisklappe darf immer nur als Notbehelf angesehen werden, da sie die Wehrkonstruktion umständlicher macht, und im Wasserbau ist mehr noch als sonst das Einfachste das Beste. Bei Anordnung einer Eisklappe ist es von besonderer Be-

deutung, wie der Staukörper konstruiert ist, auf den die Klappe aufgesetzt wird. Den Formänderungen, denen der Hauptkörper aus verschiedenen Ursachen: Sonnenbestrahlung, unterschiedliche Beanspruchung durch den Druck des Stauwassers, Erschütterungen durch Eisanprall, Schwingungen durch Unterdruck usw. ausgesetzt ist, muß die mit dem Hauptkörper fest verbundene Klappe folgen. Bei einem Segmentwehre ergibt sich schon aus der konstruktiven Ausbildung als Zweigelenkbogenträger, daß die elastischen Formänderungen größer sein müssen als bei der in sich geschlossenen Konstruktion der Walze, die als einfacher Balken auf zwei Stützen wirkt.

Die Frage der Eisklappe ist durch die in dem Ottmannschen Aufsatze beschriebene Anordnung von Eilers besonders praktisch gelöst, und die Ausführung dieser Konstruktion an dem Fiedelerschen Mühlenwehre bei Elze macht einen vertrauenerweckenden Eindruck. Es ist auch anzunehmen, daß sich diese Anordnung bei Frostgefahr bewähren wird, da bei genügender Dichtigkeit der Seitenanschlüsse des Wehrkörpers an das Mauerwerk ein Einfrieren der beweglichen Teile nicht zu befürchten ist. Auch die Einrichtung eines gemeinsamen Antriebes für den Hauptwehrkörper und für die Klappe ist sehr gut durchgebildet. Doch ist dieser letzte Umstand von geringer Bedeutung, da es sich hier nur um eine kleine Betriebsbequemlichkeit handelt. In der Regel wird die Eisklappe bewegt, wenn eine Bewegung des Hauptkörpers nicht in Frage kommt. Es bedeutet deshalb keine wesentliche Betriebserschwernis, wenn für die Eisklappe eine besondere Bewegungseinrichtung im Gang gesetzt wird. Die Eilerssche Eisklappe läßt sich in derselben Form auch auf dem Walzenwehre anbringen, besonders dann, wenn die Walze, wie es häufig bei größeren Abmessungen der Fall ist, einen Stauschild erhält. Ein gemeinsamer Antrieb der Walze und Klappe dürfte, wenn dieser erwünscht ist, nicht mit Schwierigkeiten verbunden sein, wobei auch der Antrieb der Walze in der Form, wie er sich bis jetzt vorzüglich bewährt hat, beibehalten werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten.

Von Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. **Walter Nakonz,** Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G., Berlin.

In Amerika hat man bereits mehrfach auf großen Baustellen Zement in unverpacktem Zustande verarbeitet. In Deutschland ist der erste umfangreiche Versuch dieser Art beim Bau der Schachtschleuse Anderten gemacht worden, die etwa 10 km östlich von Hannover im Zuge des Mittellandkanals, einige 100 m südlich des Bahnhofes Anderten-Misburg, liegt. Sie besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Einzelschleusen nach Art der Mindener Sparkammerschleuse und wird mit 225 m nutzbarer Kammerlänge, 12 m nutzbarer Kammerbreite und dem hohen Gefälle von 15 m eine der größten Binnenschleusen sein.

In dem ersten Bauabschnitt, der die gesamten Arbeiten der westlichen Schleuse und etwa ein Drittel der Arbeiten der östlichen Schleuse umfaßt, sind 135 000 m³ Beton und Eisenbeton herzustellen; hierzu werden 46 000 t Zement benötigt. Seine Lieferung wird durch die Portland-Zementfabrik „Alemannia" A.-G. besorgt, die etwa 4 km von der Baustelle entfernt liegt und mit ihr durch ein Baugleis von 90 cm Spur verbunden ist.

Mit den Bauarbeiten wurde im Herbst 1924 begonnen. Die ausführende Firma, die Beton- und Monierbau A.-G., schlug vor, den Alemanniazement in unverpacktem Zustande zu beziehen, und erbot sich, die nötigen Vorkehrungen hierfür zu treffen. Nachdem sich der Auftraggeber, das Kanalbauamt Hannover, hiermit einverstanden erklärt hatte, wurden zehn besondere Zementwagen gebaut, mittels derer der Transport des losen Zements zur Baustelle bewerkstelligt werden sollte. Die von der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. gelieferten Wagen sind in Abb. 1 u. 2 näher dargestellt. Jeder Wagen faßt 7 m³ oder rd. 10 t Zement. Um im Innern tote Räume zu vermeiden, in denen Zement sich absetzen und erhärten könnte, hat der eiserne Wagenkasten die Form zweier mit ihrer breiten Grundfläche aufeinanderstehender viereckiger Trichter erhalten. Oben ist eine Klappe von 450/1200 mm i. l. vorhanden, durch die der Zement einläuft; unten ist ein wagerechter Schieberverschluß, der durch eine Schraubenspindel schnell und sicher bedient wird, von 400/450 mm i. l. angeordnet.

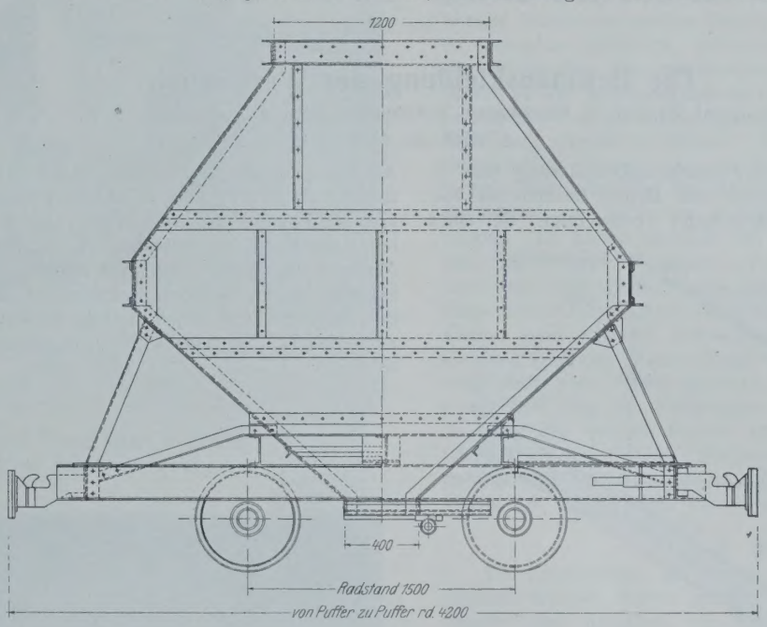


Abb. 1.

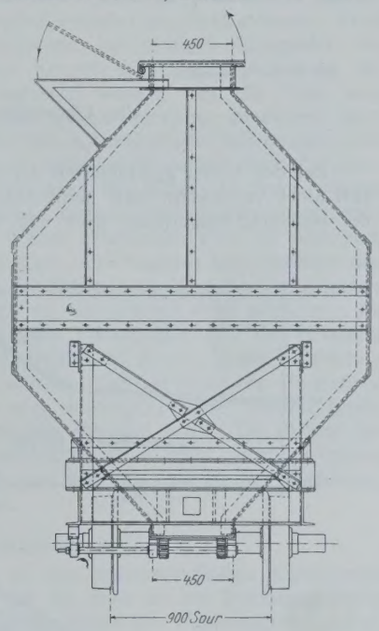


Abb. 2.

Abb. 3.

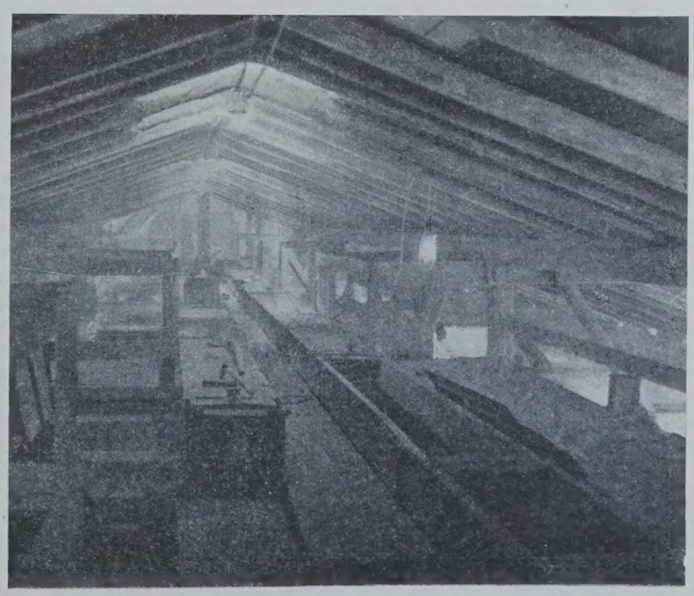


Abb. 4.

In der Zementfabrik werden die Wagen durch eine Schnecke beladen, die von den Zementsilos gespeist wird. Das Ladegewicht der Wagen wird durch Abwiegen vor und nach der Füllung auf einer zu diesem Zwecke eingebauten Gleiswage festgestellt. Abb. 3 zeigt den Zementzug auf dem Wege zur Baustelle. Dort werden die Wagen über einen in den Boden eingelassenen kleinen Silo gefahren und entleert. Ein Becherwerk hebt den Zement und fördert ihn mittels einer Förderschnecke (Abb. 4) in die Silos über der Mischmaschine.

Die gesamte Anlage hat sich seit etwa Jahresfrist vorzüglich bewährt.

Würde der Zement auf übliche Weise in Säcken bezogen, dann wäre für seine Stapelung und Förderung zu den Mischmaschinen eine große Anzahl Mannschaften erforderlich, da täglich bis zu 200 t Zement zu verarbeiten sind. Die nutzbringende Beschäftigung dieser Leute wäre schwierig an Tagen, an denen nicht voll oder überhaupt nicht betoniert wird. Der Verbrauch derartig großer Zementmengen würde eine ungewöhnliche Staubentwicklung zur Folge haben, die nicht nur der Baustelle, sondern auch der Umgegend lästig fallen würde.

Jetzt sind für die Lagerung und Verarbeitung des Zements nur einige Mann erforderlich, da alles maschinell betrieben wird und nur einige Verschlüsse zu bedienen sind. Eine Staubplage besteht nicht. Auch die Tatsache, daß jeder Streuverlust entfällt, ist nicht zu unterschätzen. Schätzt man ihn niedrig mit 2 % ein, so würde er bei insgesamt 46 000 t Zement 920 t betragen; diese Menge, die sonst in die Luft fliegt oder in den Säcken haftenbleibt, wird erspart bezw. kommt dem Bauwerk zugute.

Es ist anzunehmen, daß in Zukunft bei großen Baustellen die Verwendung unverpackten Zements mehr als bisher in Erwägung gezogen werden wird, nachdem sich die praktische Brauchbarkeit dieses Verfahrens in Anderten einwandfrei erwiesen hat. Allerdings liegen hier die Verhältnisse wegen der Nähe der Zementfabrik besonders günstig. Aber auch bei größerer Entfernung müssen Ersparnisse zu erzielen sein. Das beweist das Vorgehen der Staatsbauverwaltung bei dem vor etwa $^1/_2$ Jahr begonnenen Bau der Schleuse Fürstenberg a. d. O., wo die Verwendung losen Zements beschlossen worden ist; und zwar wird er dort auf dem Wasserwege nach der Baustelle befördert. Kann der Zementtransport nur auf der Eisenbahn oder mit Lastautos stattfinden, dann ist eine Lösung denkbar mittels eiserner Zementkasten, die in der Zementfabrik gefüllt, dann auf die Wagen gesetzt und zur Baustelle gefahren werden; hier müßten sie dann etwa mit Kranen von den Wagen abgehoben und in Silos entleert werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Betonauskleidung der Werkkanäle.

Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. **S. Kurzmann,** Vorstandsmitglied der „Mittlere Isar A.-G.", München.[1])

(Schluß aus Heft 4.)

Bei der bisher geschilderten Art der Böschungsbetonierung läßt es sich nicht vermeiden, daß beim Ablassen des Betons Erdmaterial von der Böschung mitgerissen wird und den Beton verunreinigt. Bei einer

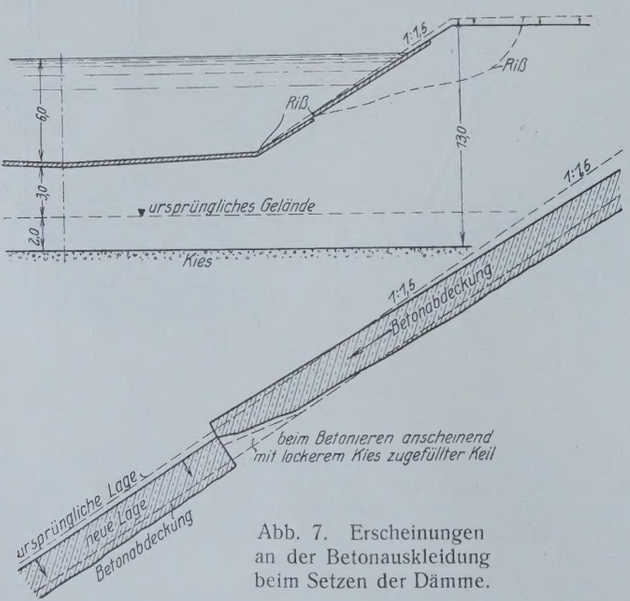


Abb. 7. Erscheinungen an der Betonauskleidung beim Setzen der Dämme.

großen bayerischen Wasserkraftanlage hat sich dies in sehr unangenehmer Weise bemerkbar gemacht. Dort war nämlich gleichzeitig mit der Sohle auch der untere etwa 2 m hohe Streifen der Böschung betoniert worden. Als dann der übrige Böschungsbeton in der geschilderten Weise durch Beifuhr auf der Krone und Ablassen in Rinnen hergestellt wurde, lagerte sich anscheinend unmittelbar über der fertigen Betonierung auf der senkrecht zur Böschung verlaufenden wagerechten Begrenzungsfläche lockeres Material ab. Beim Füllen des Kanals kam dann, als eine Setzung der Dämme eintrat, die obere Betonschicht, die keinen genügenden Fuß hatte, ins Rutschen und schob sich stellenweise über die untere Betonplatte vor (Abb. 7). Umfangreiche Ausbesserungsarbeiten wurden dadurch veranlaßt.

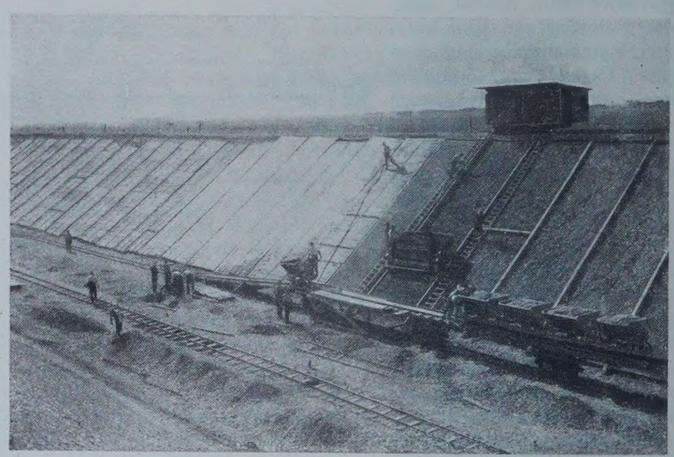


Abb. 9. Koppenhofersche Einrichtung. Antransport des Betons auf der Sohle. Abgabe des Betons aus dem Trichter auf die Böschung.

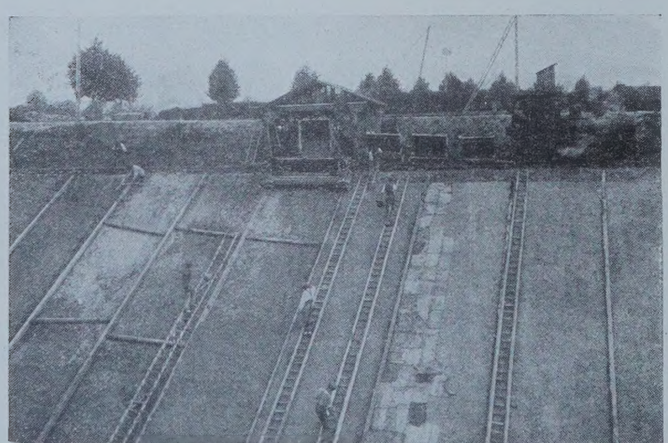


Abb. 8. Koppenhofersche Einrichtung. Antransport des Betons auf der Dammkrone und Einschütten in den Trichter.

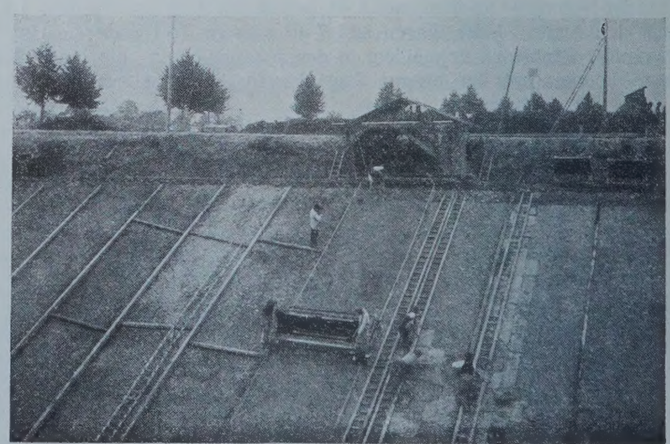


Abb. 10. Koppenhofersche Einrichtung. Walzen des Betons auf der Böschung.

Um den Nachteilen des bisherigen Verfahrens — Entmischen des Betons, Mitnehmen von Erdmaterial aus der Böschung, ungenügende Verdichtung des Betons durch das mangelhafte Stampfen, langsame Arbeit, Herumtreten auf dem Beton durch die Arbeiter — zu begegnen, ging man dann bei der Mittleren Isar zum maschinellen Betrieb für die Böschungsarbeiten über, der im wesentlichen darin besteht, daß der Beton mittels eines fahrbaren Trichters auf der abzudeckenden Fläche ausgebreitet und dann gewalzt wird. Dabei wurden zwei Systeme angewandt, die beide zum D. R. P. angemeldet wurden. Die Maschine von Ingenieur Koppenhofer, Bauleiter eines Loses der Mittleren Isar, besteht aus einem Windenwagen, der mittels eines Gleises auf der Dammkrone von Hand weitergeschoben wird. Die im Wagen befindliche elektrisch angetriebene Winde bewegt den Betonierungstrichter und die Walze auf der Böschung auf und ab (Abb. 8, 9, 10). Betontrichter und Walzen sind zu einem Wagen ver-

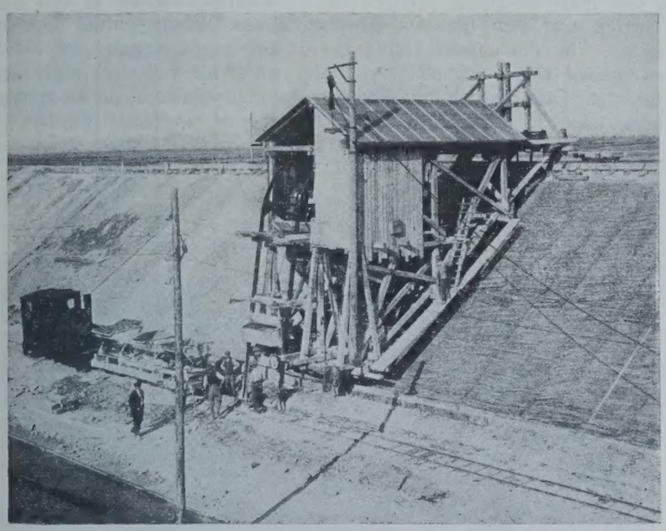


Abb. 11. Einrichtung der Firma Grün & Bilfinger A.-G., ohne eingebaute Betonmischanlage.

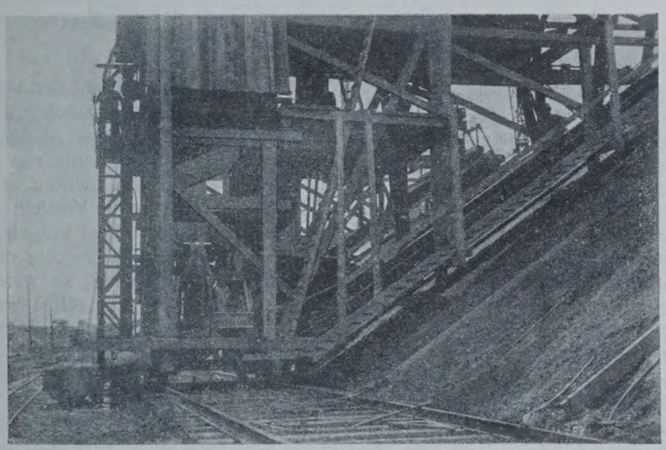


Abb. 12. Einrichtung der Firma Grün & Bilfinger A.-G. mit eingebauter Betonmischanlage.

eint, dessen Räder auf Schienen laufen, die mittels hochkantig gestellter 12 cm breiter Hölzer auf der Böschung aufliegen. Die Hölzer werden mit einbetoniert und nach dem Abbinden des Betons entfernt. Die so entstehenden Rinnen werden nachträglich zubetoniert und geben dann die schon erwähnte besondere Art der Trennungsfugen. Der Beton kann in den Trichter an der Sohle oder auf der Dammkrone je nach der getroffenen Einrichtung eingeschüttet werden. Der Trichter gibt dann von unten her nach Öffnung eines Schlitzes den Beton auf die Böschung ab. Die Walze ist in dieser Zeit hochgeschraubt. Wenn das ganze Feld mit Beton bedeckt ist, wird es ebenfalls von unten her gewalzt, wobei der Wagen durch zwei Männer, die auf ihm stehen, belastet wird. Diese Koppenhofersche Betonierungseinrichtung wurde bei den meisten Losen der Mittleren Isar verwendet und hat sich gut bewährt. Auch bei anderen Wasserkraftanlagen wurde sie bereits eingeführt.

Ein etwas anderes System verwendet die Firma Grün & Bilfinger A.-G. (Abb. 11 u. 12). Die ganze Einrichtung läuft hier mit eigener Kraft auf zwei Schienen, von denen die eine auf der Dammkrone, die andere auf der Sohle aufliegt. Trichter und Walze sind wesentlich schmäler, da sie nicht wie bei der Koppenhoferschen Einrichtung eine Feldbreite (3 m) auf einmal bestreichen; sie haben nur eine Breite von etwa 60 cm und bringen den Beton in dieser Breite auf. Die Einrichtung hat den Vorteil, daß sie sehr stabil ist und sich rasch fortbewegt, ferner daß das Führungsgleis für den Wagen nicht auf der Böschung verlegt zu werden braucht und daß durch die schmale Walze der Beton besser zusammengedrückt wird. Der Beton wurde zu der Maschine in gemischtem Zustande beigefahren und mittels Aufzuges hochgezogen. Die Trennungsfugen wurden hier in Entfernungen von etwa 10 m durch Einlagen von Kanthölzern und nachträgliches Ausbetonieren der Rinnen ebenso wie bei der Koppenhoferschen Einrichtung erzielt.

Als beste Leistungen wurden sowohl mit der Koppenhoferschen Maschine wie mit der von Grün & Bilfinger A.-G. 1000 m² in der achtstündigen Schicht erreicht. Dabei waren etwa 35 Hilfsarbeiter beschäftigt.

Die ausgedehnten Flächen der Betonauskleidung sind beim Abbinden und Erhärten gegen die Einflüsse der Witterung besonders empfindlich. Starker Regen wäscht den frischen Beton an den Böschungen aus; Wind und Sonne lassen ihn an der Oberfläche zu rasch austrocknen, so daß die oberste Schicht der nötigen Feuchtigkeit entbehrt und nicht abbindet. Frost ist besonders gefährlich, daher sollte auch bei geringen Kältegraden, die die Betonierung von geschlossenen Körpern noch gestatten würden, die Arbeit an der Betonauskleidung eingestellt werden. Auf alle Fälle, auch im Sommer, sollte die fertiggestellte Betonauskleidung mindestens zwei Tage lang abgedeckt bleiben. Abdeckungsmittel, wie Strohmatten oder Brettertafeln, müssen daher an jeder Arbeitsstelle entsprechend der zweitägigen Arbeitsleistung bereitgestellt sein. Bei Wind und Sonne müssen die Felder aber nicht nur abgedeckt, sondern auch ständig angefeuchtet werden. Da hierzu ziemlich viel Wasser erforderlich wird, ist diese Aufgabe nicht leicht zu erfüllen. Fahrbare oder tragbare Motorspritzen sind dazu sehr zweckmäßig, wenn an der Sohle oder in einem Seitengraben längs dem Kanal Wasser vorhanden ist. Im anderen Falle sollte man die Kosten nicht scheuen, mit den übrigen Einrichtungen für die Betonauskleidung auch eine Wasserleitung vorzustrecken. Bei der Sohlenauskleidung muß auch noch darauf geachtet werden, daß sie nach der Herstellung einige Zeit lang vor Fußgänger- oder Rollwagenverkehr bewahrt bleibt, da sonst die oberste Schicht ebenfalls zerstört wird. Der Schutz der Oberfläche der frischen Betonauskleidung kann nicht sorgfältig genug durchgeführt werden, und es ist eine wichtige Aufgabe der Bauleitung, hierfür mit allen Mitteln zu sorgen.

4. Wirksamkeit.

Die Erfahrungen, die bisher an den betonverkleideten Werkkanälen gemacht wurden, haben gezeigt, daß die erste der der Betonauskleidung zugewiesenen Aufgaben, die Sicherung gegen die Wasserangriffe, gut erfüllt wird. Im Gegensatz zu den nicht bekleideten Kanälen behalten die Kanäle mit Betonauskleidung auch nach vielen Jahren des Betriebes ihre regelmäßige Form bei, und die Böschungen werden selbst bei häufigen plötzlichen Absenkungen des Wassers nicht ausgespült.

Ob die zweite Aufgabe, die Verminderung der Rauhigkeit, tatsächlich erfüllt wird, ist schwerer zu sagen. Jedenfalls möchte ich glauben, daß diese Frage nicht die Wichtigkeit hat, die ihr bisher beigemessen wurde. Bei den großen Werkkanälen mit ihrem wassererfüllten Querschnitt von bedeutender Ausdehnung und Wassertiefe kann unmöglich die Rauhigkeit von Sohle und Böschungen von großem Einfluß auf die mittlere Profilgeschwindigkeit sein, da die vom Ufer unbeeinflußten Stromfäden über die beeinflußten Stromfäden sicher überwiegen. Außerdem nimmt im Laufe der Zeit durch das Ansetzen von Algen und Schlamm und durch das Abbröckeln der obersten Beton- oder Putzschicht die Rauhigkeit der betonierten Flächen stark zu. Leider ist unsere Kenntnis der tatsächlichen Verhältnisse noch recht gering. Dies macht sich schon bei der Entwurfsbearbeitung geltend, wo man bekanntlich zu einer der üblichen Geschwindigkeitsformeln die Rauhigkeitsziffer wählen muß und bei größeren Werkkanälen unmöglich die gleichen Annahmen wie bei kleinen Gerinnen oder bei Bächen oder Flüssen machen kann. Als die Mittlere Isar vor dieser Frage stand, holte sie sich Rat bei bedeutenden Fachleuten, und es bildete sich unter dem Vorsitz von Dr. Rümelin ein sogenanntes Rauhigkeitskuratorium zum Studium der für die Berechnung der Werkkanäle zugrunde zu legenden Formeln. Teils mit Versuchen im Laboratorium, teils durch Wassermessungen an fertigen Werkkanälen und durch Verwendung früherer Wassermessungen suchte man zu einem Ergebnis zu gelangen. Die Mittlere Isar entschied sich schließlich für die von Dr. Forchheimer befürwortete Formel

$$V = K \times R^{0,7} J^{0,5},$$

worin V = mittlere Profilgeschwindigkeit, R = Profilhalbmesser, J = Gefälle, K = Rauhigkeitsziffer, und nahm die Rauhigkeitsziffern nach seinem auf Grund der erwähnten Wassermessungen ausgearbeiteten Vorschlage. Ob diese Annahmen richtig waren, wird erst durch Wassermessungen in den fertigen Kanälen festzustellen sein. Aber auch dieses wird nicht so

leicht sein, da die bisher schon ausgeführten Wassermessungen an Werkkanälen gezeigt haben, daß darin selten ein stationärer Fließzustand vorhanden ist. Eine geringe Wassermengenänderung an der Wasserzufluß- oder Wasserentnahmestelle bewirkt ein Anstauen oder Absinken des Wasserspiegels in der Kanalhaltung, wodurch sich während der doch einige Zeit dauernden Messung die Verhältnisse so ändern, daß ein genaues Ergebnis nur schwer zu erzielen ist. Zudem unterliegt auch das an und für sich sehr kleine Gefälle aus den gleichen Gründen ständiger Änderung. Ob die Betonauskleidung tatsächlich das Beförderungsvermögen des Profils verbessert, ist also nicht so einfach zu beantworten und heute noch nicht eindeutig entschieden.

Während sich die Wirksamkeit der Betonauskleidung hinsichtlich des Schutzes gegen die Angriffe des Wassers und hinsichtlich der Rauhigkeit erst im Laufe der Zeit geltend macht, spielt die Frage der Dichtigkeit sofort bei Inbetriebnahme des Kanals eine große Rolle, da es von ihr unter Umständen abhängt, ob der Kanal überhaupt seinen Zweck erfüllt. Hier muß nun festgestellt werden, daß die Betonauskleidung an und für sich nicht dicht ist, sondern nur als ein Mittel anzusehen ist, die Dichtung zu befördern. Jeder Beton ist mehr oder minder porös und läßt zunächst Wasser durch[6]). Die mageren Mischungen, die wegen der Kosten für die Betonauskleidung

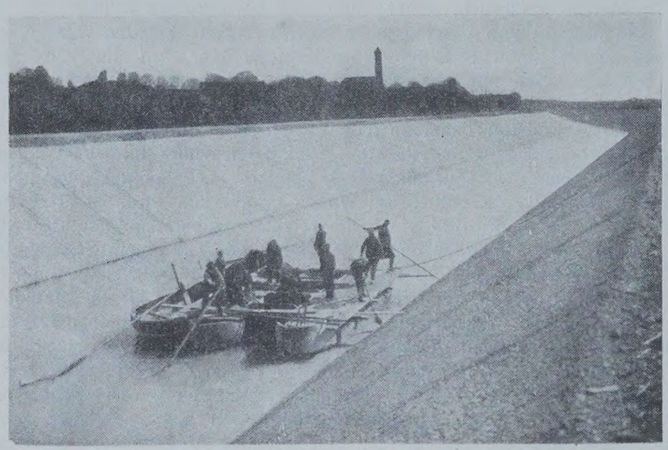


Abb. 13. Anstreichen des Böschungsbetons mit Zementschlempe.

gewählt werden müssen, sind natürlich besonders wasserdurchlässig. Dazu kommen noch die Wasserdurchtritte bei den Trennungsfugen und bei den Haarrissen, die im Beton infolge der Temperatureinflüsse und unvermeidlicher Setzungen entstehen. Die Dichtung besteht nun darin, daß alle diese Poren, Fugen und Risse entweder durch Anstreichen der Oberfläche der Auskleidung oder durch Einschlemmen feiner Materialteilchen geschlossen werden. Die Mittlere Isar hat auch über die Frage der besten Dichtung eingehende Versuche angestellt und sich sogar durch einen Wettbewerb unter ihren Angestellten Vorschläge dafür erholt. Alle Anstrichmittel haben den Nachteil, daß sie nur eine dünne Haut bilden, die die Bewegung der Fugen und Haarrisse nicht mitmacht. Es werden also zwar die Poren des Betons geschlossen, aber an den Fugen und Rissen kann das Wasser immer noch durchtreten. Als bestes Anstrichmittel, das verhältnismäßig billig ist, wurde ein Mörtel aus einem Teil Zement zu zwei bis drei Teilen Schweißsand erkannt. Die sehr naß angemachte Mischung wird auf die vorher sorgfältig abgewaschenen Betonflächen mit Kübeln gegossen und mit Besen fest eingerieben. Die mit solcher „Schlempe" behandelten Flächen haben sich als wesentlich dichter als die nicht gestrichenen oder als die verputzten Flächen erwiesen. Der Anstrich scheint auch einen gewissen Schutz des Betons gegen Frost zu bieten. Wegen dieser guten Erfahrungen hat die Mittlere Isar den Anstrich in den Dammstrecken und in den Einschnittstrecken, in denen ein Eindringen des Wassers nicht erwünscht ist, im großen aufgebracht, wobei die oberen Striche an den Böschungen nach teilweiser Füllung des Kanals vom Schiffe aus vorgenommen wurden, was die Arbeit erleichterte und verbilligte (Abb. 13). Ein Anstrich allein vermag jedoch, wie schon erwähnt, die vollständige Dichtung nicht herbeizuführen, da die Fugen und Risse sich immer wieder öffnen werden. Hier muß die allmähliche Dichtung mit Hilfe des Kanalwassers einsetzen, indem man versucht, die durchlässigen Stellen mit feinen Schlammteilchen zu verstopfen, die mit dem Wasser in die Hohlräume gelangen und sich dort absetzen sollen. Am besten bewährt sich in dieser Hinsicht der natürliche Hochwasserschlick, da er dem Hochwasser in solch großer Menge beigemischt ist, wie es auf künstlichem Wege nicht erzielt werden kann. Wenn der Kanal zu einer Jahreszeit in Betrieb genommen werden muß, wo trübes Wasser nicht zur Verfügung steht, muß im allgemeinen versucht werden, durch künstliche Beimengung von Lehm die nötigen feinen Bestandteile in das Wasser einzubringen. Die Mittlere Isar war hier insofern in einer günstigeren Lage, als oberhalb ihres Wehres derzeit noch der größte Teil der Münchener Abwässer einmündet. Da die Inbetriebnahme des Werkkanals bei Niederwasser der Isar stattfand, war das Mischungsverhältnis zwischen Flußwasser und Abwasser so, daß noch erhebliche Mengen des Abwasserschlammes in den Kanal gelangten und sich hier als sehr wirksames Dichtungsmittel bewähren konnten. In der unteren Hälfte des 54 km langen Kanals, wo der Abwassergehalt schon abgenommen hatte, wurde dem Wasser noch Lehm beigesetzt. Dies geschah mit Hilfe von Motorfeuerspritzen, die an lehmigen Einschnittsböschungen oberhalb der Kanalberme angesetzt wurden. Sie

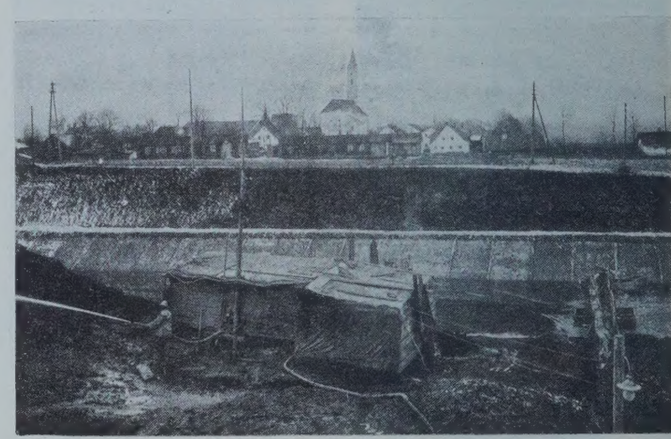


Abb. 14. Einbringen von Lehmbrei in den Kanal mit Hilfe von Motorfeuerspritzen.

entnahmen das Wasser dem Werkkanal, lösten mit ihrem Strahl den Lehm und ermöglichten so, dem Kanalwasser einen Lehmbrei zuzugeben, der mit Hilfe von Rinnen über den ganzen Querschnitt verteilt wurde (Abb. 14). Die Trübung des Wassers machte sich noch in 10 km Entfernung von der Einbringungsstelle bemerkbar und hat sicher die rasche Dichtung sehr gefördert. Selbverständlich muß der Werkkanal mit großer Vorsicht gefüllt werden, vor allem soll erst dann Wasser in den Kanal eingeleitet werden, wenn er vollständig durchströmt werden kann. Wenn dies nicht möglich ist und z. B. nur eine Haltung gefüllt werden soll, so werden sich die Sinkstoffe am oberen Ende der Haltung absetzen, selbst wenn noch so trübes Wasser eingelassen wird. Im unteren Ende der Füllungsstrecke wird dann ganz klares Wasser stehen. Das Einschlemmen von Lehm etwa vom Schiffe aus in stehendes Wasser hat nur wenig Erfolg. Auch beim strömenden Wasser wird man die Wassertiefe nur ganz allmählich erhöhen, immer dann erst, wenn man erkannt hat, daß die bisher benetzten Flächen durch die abgesetzten Sinkstoffe dicht geworden sind. Wenn also auch die Betonauskleidung an und für sich nicht dicht ist, so kann doch aus den vorstehenden Darlegungen entnommen werden, daß bei sachgemäßem Vorgehen das Dichtwerden durch sie wesentlich beschleunigt wird, womit dann die dritte der von ihr zu leistenden Aufgaben erfüllt ist.

Auch hier zeigt sich wieder, wie die Entwicklung der Technik der letzten Jahre den Tiefbau vor neue Fragen gestellt hat, die, obwohl sie anscheinend nicht sehr schwierig sind, trotzdem heute noch keine einwandfreie Lösung gefunden haben. Da es sich dabei meistens um besonders große Leistungen handelt, spielen die Kosten eine wesentliche Rolle. Es gäbe zwar Möglichkeiten genug, das Ziel zu erreichen, aber es wäre dafür so viel Geld aufzuwenden, daß dies wirtschaftlich nicht zu vertreten wäre. Zu diesen Fragen rechne ich auch die innere Bekleidung unserer Werkkanäle.

[6]) Vergl. hierzu die Mitteilungen der Kommission für Abdichtungen des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes, veröffentlicht in der Zeitschrift „Schweizerische Wasserwirtschaft" 1923/24.

Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor **H. Kayser**, Darmstadt.

(Schluß aus Heft 2.)

B. Biegefestigkeitsversuche.

Gruppe 6.

Probekörper. Prismen mit quadratischem Querschnitt von 4×4 cm $= 16$ cm² und einer Länge von 16 cm, belastet in der Mitte zwischen den 9,7 cm entfernten beiden Auflagern. Zementmörtelkörper.

Mischung, Lagerung } wie Gruppe 2.

Ergebnisse.

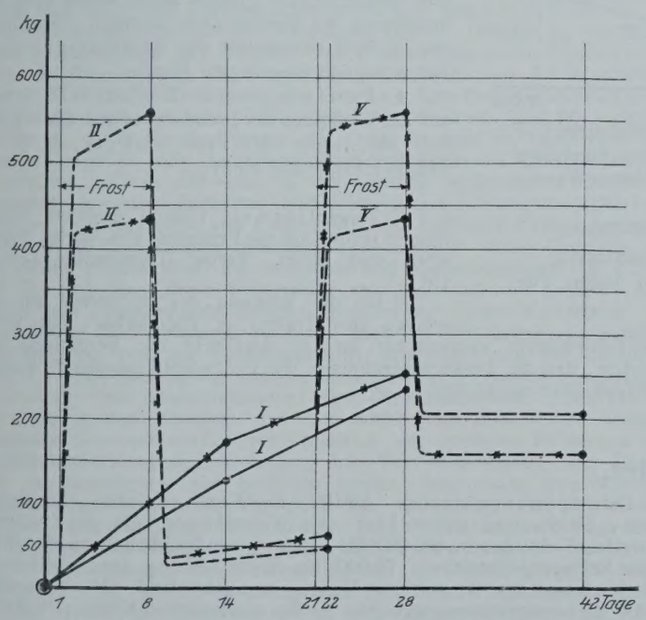
Tabelle 6.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Frostdauer Tage	Frostfreie Nacherhärtung Tage	Alter Tage	Bruchlast in kg bei Si-Stoff von 0 %	20 %	Festigkeitsänderung durch Si-Stoff in %	Biegungszugspannung aus der Formel $\sigma_{bz} = \frac{M}{W}$ bei Si-Stoff-Zusatz von 0 %	20 %
I	7	—	7	14	125	170	+ 36	27,4	38,6
	7	—	21	28	232	251	+ 8	52,7	57,0
II	1	7	—	8	557	430	— 23	(126,6)*)	(97,8)
	1	7	14	22	47	61	+ 35	10,7	13,9
III	3	7	—	10	595	700	+ 18	(135,3)	(159,2)
	3	7	14	24	204	242	+ 19	46,3	55,0
IV	7	7	—	14	536	679	+ 27	(121,8)	(154,4)
	7	7	14	28	200	205	+ 3	45,5	46,6
V	21	7	—	28	432	558	+ 29	(98,0)	(126,9)
	21	7	14	42	205	158	— 23	46,6	35,9

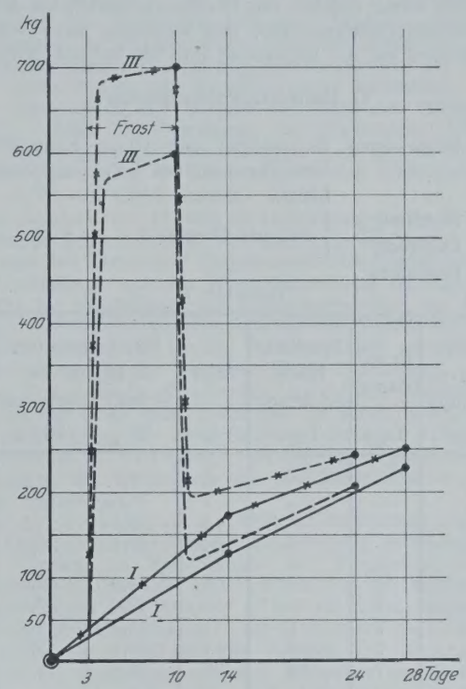
*) Die geklammerten Werte kommen für die Betonfestigkeit nicht in Betracht, sie sind durch die Eisfestigkeit der noch gefrorenen Probekörper bedingt.

Der Frosteinfluß erweist sich in allen Fällen als schädlich. Bei nur eintägiger Vorerhärtung wirkt er fast zerstörend, im übrigen durchweg festigkeitsmindernd. Bei den Si-Körpern ist der Frostschaden größer als bei den zusatzfreien Proben.

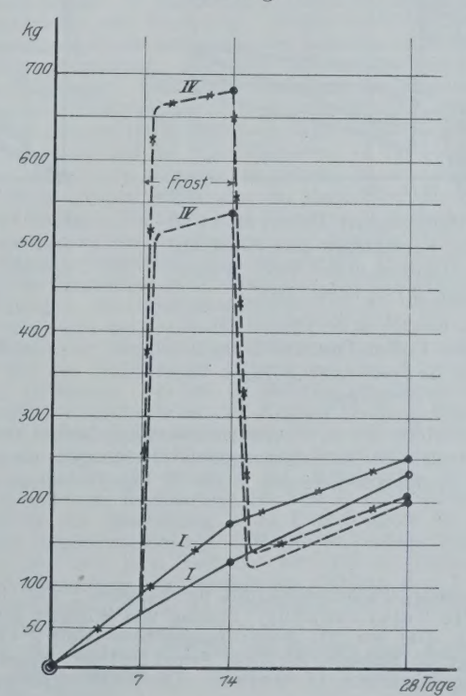
Die aus der Formel $\sigma = \frac{M}{W}$ gewonnenen Spannungswerte haben natürlich nur recht bedingten Wert, lassen aber doch vermuten, daß die Biegefestigkeit größer als die reine Zugfestigkeit ist. Überraschend ist in diesen Versuchsreihen das Ergebnis der Proben nach 21tägiger Vorerhärtung. Es war zu erwarten, daß nach so langer Vorerhärtung der Frost den Körpern nicht mehr schaden würde. Trotzdem sind die Festigkeitswerte nach 42 Tagen wesentlich geringer, als man aus den Versuchen der Reihe I ohne Frosteinwirkung erwarten mußte. Da die bei der Reihe V gewonnenen Ergebnisse nicht in Einklang mit fast sämtlichen übrigen Versuchsergebnissen stehen, so liegt die Vermutung nahe, daß besondere,



Tafel 6a. Biegeversuche: Mörtelproben 1 : 3; Querschnitt 4/4 cm = 16 cm².
– * – * – mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II Frost nach 1 Tag Vorerhärtung.
„ V Frost nach 21 Tagen Vorerhärtung.



Tafel 6b. Biegeversuche: Mörtelproben 1 : 3; Querschnitt 4/4 cm = 16 cm².
– * – * – mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ III Frost nach 3 Tagen Vorerhärtung.



Tafel 6c. Biegeversuche: Mörtelproben 1 : 3; Querschnitt 4/4 cm = 16 cm².
– * – * – mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ IV Frost nach 7 Tagen Vorerhärtung.

unkontrollierbare Einflüsse die Festigkeit dieser Versuchskörper ungewöhnlich stark gemindert haben. Die wenigen unstimmigen Versuchsergebnisse dieser Reihe sollen daher bei den allgemeinen Schlußfolgerungen außer Betracht bleiben.

Der Si-Stoff-Zusatz wirkt auf den Zementmörtel festigkeitsverbessernd (vergl. Gruppe 1 u. 2). Die teilweisen Ausnahmen in den Reihen II und V gehen nicht zu Lasten des Zusatzes, sondern beruhen auf dem Umstande, daß Biegeversuche unbewehrter Betonbalken, namentlich wenn diese den recht geringen Querschnitt von (4 • 4) cm² aufweisen, bei weitem unzuverlässigere Werte ergeben, als Druckprobewürfel, bei denen Zufälligkeiten der Kornzusammensetzung, des Stampfens usw. von wesentlich geringerem Einfluß auf die Ergebnisse sind als bei den Balken.

C. Haftfestigkeitsversuche.

Gruppe 7.

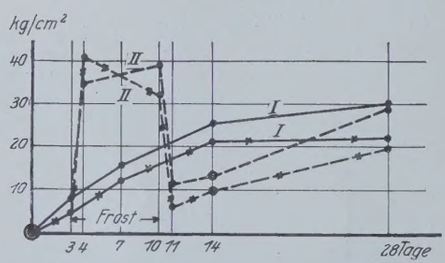
Probekörper. Betonwürfel von 10 cm Kantenlänge, in der Mitte bewehrt mit 1 R.-E. ⌀ 10 mm von 10 cm Länge.

Mischung, Lagerung } wie bei Gruppe 3.

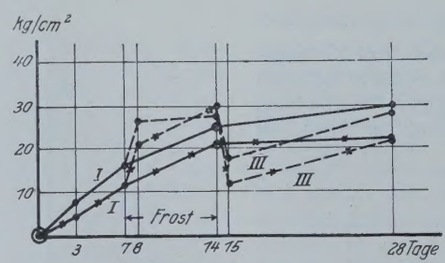
Ergebnisse.

Tabelle 7.

Reihe	Frostfreie Vorerhärtung Tage	Frostdauer Tage	Frostfreie Nacherhärtung Tage	Alter Tage	Haftfestigkeiten in kg/cm² bei Si-Stoff-Zusatz von 0 %	20 %	Festigkeitsänderung durch Si-Stoff in %
I	3	—	—	3	7,7	4,6	— 40,3
	7	—	—	7	16,6	11,7	— 29,5
	14	—	—	14	25,8	21,5	— 16,7
	28	—	—	28	30,1	22,4	— 25,6
II	3	1	—	4	34,9	40,6	+ 16,3
	3	7	—	10	39,0	32,3	— 17,2
	3	7	1	11	11,3	5,6	— 50,5
	3	7	4	14	13,1	9,7	— 26,0
	3	7	18	28	28,8	19,1	— 33,7
III	7	1	—	8	26,8	21,1	— 21,3
	7	7	—	14	28,2	29,6	+ 5,0
	7	7	1	15	17,5	11,6	— 34,5
	7	7	14	28	28,7	22,0	— 23,3



Tafel 7a. Haftfestigkeit: Betonwürfel 1 : 5 von 10 cm Kantenlänge und Rundeisen von 10 mm Durchm. in der Mitte. Wasserzusatz 8,7 % bezw. 10 %.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ II Frost nach 3 Tagen Vorerhärtung.



Tafel 7b. Haftfestigkeit: Betonwürfel 1 : 5 von 10 cm Kantenlänge und Rundeisen von 10 mm Durchm. in der Mitte. Wasserzusatz 8,7 % bezw. 10 %.
— * — * — mit 20 % Si-Stoff-Zusatz.
Reihe I ohne Frosteinwirkung.
„ III Frost nach 7 Tagen Vorerhärtung.

Der Frost wirkte etwas festigkeitsmindernd, jedoch in viel geringerem Maße, als nach den vorausgegangenen Erfahrungen erwartet werden durfte. Die Festigkeitsminderung (nach 28 Tagen) beträgt nur rd. 5 %, die überdies innerhalb der Fehlergrenzen (durch Materialzufälligkeiten usw.) liegen, so daß von einem eigentlichen Frostschaden selbst bei nur dreitägiger Vorerhärtung auf Grund dieser Versuche kaum gesprochen werden kann. In dieser Hinsicht stehen die gewonnenen Ergebnisse in auffallendem Gegensatz zu den Versuchsergebnissen Germers.[2])

Germer hatte festgestellt, daß langdauernder Frost, auf höchstens acht Tage alte Eisenbetonkonstruktionen einwirkend, die Haftfestigkeit des Betons am Eisen nahezu oder ganz aufhebt. Die Erfahrung hat diese für den Eisenbetonbau äußerst ungünstigen Ergebnisse Germers zum Glück nicht bestätigt; auch die vorstehend beschriebenen neuen Versuche mit großen Kältegraden geben keinen Anhalt dafür, daß bei einiger Vorerhärtung eine schädliche Wirkung des Frostes auf die Haftfestigkeit zu erwarten ist.

20 % Si-Stoff-Zusatz verringert die Haftfestigkeit von Beton 1 : 5 und Eisen; die beiden Ausnahmen in den Reihen II und III sind Ergebnisse der Eisfestigkeit und kommen daher nicht in Betracht. Die Verringerung der Haftfestigkeit ist ziemlich erheblich und beträgt bei den 28 Tagen alten Proben zwischen 25 und 35 %. Es ist denkbar, daß andere Zusatzmengen diese Zahlen verbessern. Trotzdem muß grundsätzlich mit einer Haftfestigkeitsminderung bei Zusatz von Si-Stoff gerechnet werden, da der Zusatz porenfüllend wirkt und somit das Schwindmaß verringert, von dessen Größe die Haftfestigkeit zum Teil abhängt. Daß die absoluten Haftfestigkeitszahlen ziemlich gering sind, hängt, wie früher erwähnt, mit der minderwertigen Qualität des verwendeten Zements zusammen, was auch bei allen übrigen Ergebnissen der Versuche zum Ausdruck kommt.

Zusammenfassung der Ergebnisse.

Die vorstehend beschriebenen Frostversuche haben folgende Ergebnisse gebracht:

1. Mörtel- und Betonproben werden nach etwa 7tägiger frostfreier Erhärtung selbst durch starken Frost (bis — 38 °) in ihrer Festigkeit nicht wesentlich geschädigt. Wenn dagegen vorzeitig Frost eintritt, so findet eine starke Beeinträchtigung der Festigkeit der Probekörper statt. Unter allen Umständen ist mit größeren Frostschäden zu rechnen, wenn der Frostbeginn bereits am Tage nach der Herstellung oder früher einsetzt.

2. Zusätze von Si-Stoff[3]) sind bezüglich der Frosteinwirkung nicht günstig. Infolge der porenfüllenden Eigenschaft des feingemahlenen Si-Stoffes werden die Probekörper gegen Frosteinflüsse empfindlicher. Es bleibt dahingestellt, inwieweit dieser Nachteil durch die größere Dichtigkeit der Körper und die dadurch verminderte Wasseraufnahme bei Bauten im Freien wieder ausgeglichen wird.

3. Die Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen wird durch die Einwirkung selbst bedeutender Kältegrade nur dann wesentlich herabgesetzt, wenn der Frost frühzeitig (früher als nach 7tägiger Vorerhärtung) eintritt. Anderenfalls wird durch die Einwirkung selbst starken und langdauernden Frostes keine wesentliche Verminderung der Haftfestigkeit bedingt. Ein Zusatz von Si-Stoff vermindert die Haftfestigkeit von Beton an den eingelegten Eisen.

4. Frostwechsel (— 25 ° bis + 18 °) wirkt auf die Festigkeit der Probekörper nur dann schädlich ein, wenn der Frost vorzeitig, d. h. vor 7tägiger Erhärtung eintritt.

[2]) Vergl. Germer, Einfluß niederer Temperaturen (Frost) auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton, Verlag Tonindustrie-Zeitung. 1911.

[3]) Da die Wirkung des Si-Stoffes mit derjenigen des Trasses in chemischer und physikalischer Hinsicht vergleichbar ist, so darf man die Vermutung aussprechen, daß die Versuchsergebnisse, die für Si-Stoff gewonnen wurden, auf Traß übertragbar sind.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Januar ausgegebene Heft 2 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Alfred Daiber: Neuere Bauwerke. — Regierungsbaumeister H. Werner: Die Geldbeschaffung für den Wohnungsbau.

Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1926. Einnahmen und Ausgaben balancieren mit 3 322 331 697 R.-M.

Für Unterhaltungs- und Neubauten aus den Gebieten des Bauingenieur- und Kulturbauwesens erscheinen an laufenden und einmaligen größeren Ausgaben bei den einzelnen Verwaltungen u. a. (sämtliche Summen in Reichsmark):

Domänenverwaltung. 500 000 für Wege-, Brücken-, Schleusen-, Kanal-, Deich- und andere Ufer- und Wasserbauten, die der Domänenverwaltung obliegen. 400 000 für Landgewinnungsarbeiten an der Westküste Schleswig-Holsteins. 75 000 für Weiterführung der Arbeiten zur Aufschließung der staatlichen Moore in Ostfriesland (21. Teilbetrag). 80 000 für Landgewinnungsarbeiten an der ostfriesischen Küste. 16 000 für Eindeichung einer Hellerfläche auf der Insel Baltrum, Regierungsbezirk Aurich.

Forstverwaltung. 50 000 als Kosten der ersten Einrichtung der neubedeichten Ländereien der Forstverwaltung im Tawellningker Polder (4. Teilbetrag). 80 000 desgl. im Oboliner Polder (4. Teilbetrag). 30 000 für Beteiligung an der Anlage von Kleinbahnen sowie Beihilfen dafür.

Berg-, Hütten- und Salinenwesen. 150 000 für Bohrungen zur Durchforschung Preußens nach Bodenschätzen und für wissenschaftliche Zwecke.

Handels- und Gewerbeverwaltung. 5 800 000 für Unterhaltung der Seehäfen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung der Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden Seewasserstraßen, Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Schiffahrt nützlichen, wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Schiffahrt hinderlichen Anlagen, für das Seeschiffsvermessungswesen u. a. m. 1 000 000 für Unterhaltung der Binnenhäfen, Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden natürlichen Binnenwasserstraßen (mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen), Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Binnenschiffahrt nützlichen, wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Binnenschiffahrt hinderlichen Anlagen, für das Binnenschiffseichwesen sowie zur Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien. 250 000 für Neubau der Schleibrücke bei Kappeln (Restbetrag). 280 000 für Neubau der Netzebrücke bei Vordamm (1. Teilbetrag). 150 000 für Neubau der Brücke über die Westoder bei Schwedt (1. Teilbetrag). 48 000 für Neubau der Dannenwalder Chausseebrücke. 40 000 für Erneuerung der Leitwerke an der Drehbrücke bei Meppen. 180 000 für Ausbau von Uferschutzwerken östlich des Hafens Rügenwaldermünde (2. Teilbetrag). 30 000 für Ersatz eines Bohlwerkes durch eine Kaimauer im Hafen von Kolberg. 52 000 für Beschaffung eines Schwimmkrans für das Hafenbauamt Kolberg. 50 000 für Ausbau und Verlängerung der Ostmole an der Regamündung bei Ost-Deep (1. Teilbetrag). 40 000 für Erneuerung einer Bohlwerkstrecke im Swinemünder Hafen. 25 000 für weiteren Ausbau des Fischereihafens zu Büsum (Ergänzungsbetrag). 24 000 für Instandsetzungsarbeiten am Spülbecken zu Büsum (Restbetrag). 45 000 für Beschaffung eines Portaldrehkrans für den Husumer Hafen. 450 000 für Ausbau des Ernst-August-Kanals auf der Elbinsel Wilhelmsburg (2. Teilbetrag). 240 000 für Ausbau der Staatswerft in Harburg (1. Ergänzungsbetrag). 17 500 für Umbau des Antriebs der großen Hafenschleuse zu Harburg (Restbetrag). 75 000 für Beschaffung einer Dampfschwimmramme für das Wasserbauamt Harburg. 75 000 für Erneuerung von Wasserleitungen im Fischereihafen Wesermünde. 180 000 für Instandsetzung der Leitwerke des Hafens Norddeich (Restbetrag). 950 000 für Landgewinnung westlich des Emder Außenhafens (4. Ergänzungsbetrag). 70 000 für Aufschließung der neuen Polder westlich des Emder Außenhafens (2. Teilbetrag). 63 000 für Bau von 18 staatseigenen Mietwohnungen für Arbeiter des Wasser- und Maschinenbauamts in Emden (Ergänzungsbetrag). 42 000 für Bau von 8 staatseigenen Mietwohnungen für Beamte und Angestellte des Wasser- und Maschinenbauamts Emden (Ergänzungsbetrag). 70 000 für Verbesserung der Betriebseinrichtungen der Borsumer schleuse bei Emden. 54 000 für Umbau und Verbreiterung der Eichstraße im Emder Hafengebiete. 3000 für Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (Ergänzungsbetrag). 250 000 für Staatsbeitrag zum Ausbau einer Eisenbahnanschlußlinie von Bischofswerder nach Freystadt (Restbetrag).

Landwirtschaftliche Verwaltung. Laufende Ausgaben: 150 000 für Unterhaltung von Deichen, Dämmen, Ufern, staateigenen Entwässerungsanlagen und Liegenschaften, ferner von Wasserläufen zweiter und dritter Ordnung einschließlich aus besonderen Fonds. 23 000 für Unterhaltung der Meliorationsanlagen im Gebiete der Elbumflut bei Magdeburg. 25 000 für Dünenwesen an der Ostseeküste. 370 000 für Vorarbeits- und Verwaltungskosten in Kultur- und Deichbauangelegenheiten und Unterstützungen für Wiesenbautechniker sowie aus besonderen Fonds. 180 000 für das Moorwesen einschließlich der Beihilfen zur Unterhaltung einer Moorversuchsstation in Bremen und der Vergütungen für sechs bei ihr beschäftigte Beamte. 60 000 für Ausführung des Gesetzes, betreffend Schutzwaldungen und Waldgenossenschaften, sowie Förderung der Wald- und Wiesenkultur überhaupt. 3000 für Ausführung des Gesetzes vom 16. September 1899 (Gesetz-Samml. S. 169), betreffend Schutzmaßregeln im Quellgebiete der linkseitigen Zuflüsse der Oder in der Provinz Schlesien. 1 600 000 für Förderung genossenschaftlicher und kommunaler Flußregulierungen und Anlagen zum Einlassen von Flußwasser und bedeichte Flußniederungen. 2 000 000 für Unterhaltung preußischer Wasserläufe erster Ordnung und ihrer Häfen einschließlich der Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken über diese Wasserläufe mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Regulierung dieser Wasserläufe und Bezeichnung des Fahrwassers in ihnen, auch zur Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Binnenschiffahrt nützlichen, wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Binnenschiffahrt hinderlichen Anlagen, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien. 1 862 440 für Unterhaltung von Seeufern und von nicht dem allgemeinen Verkehr dienenden Seewasserstraßen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung von Dünen, auch zur Gewährung von Beihilfen hierfür, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien. 3000 für Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr. 125 000 für Unterhaltung und Wege sowie der Brücken und Fähren über nichtschiffbare Gewässer auf Grund rechtlicher Verpflichtungen des Staates. 200 000 für Darlehen zur Förderung der Kultivierung und Besiedelung von Moor- und Ödländereien in der Provinz Hannover. (Rückeinnahmen und Zinsen fließen dem Fonds wieder zu). 20 000 für Darlehen zur Förderung der Kultivierung von Ödländereien in der Provinz Schleswig-Holstein (Rückeinnahmen und Zinsen fließen dem Fonds wieder zu).

Ferner einmalige Ausgaben:

Allgemeines. 2 700 000 für Förderung der Landwirtschaft durch Ausführung von Meliorationen, Umlegungen und Wasserleitungen. 6 000 000 für Darlehen zur Förderung genossenschaftlicher und kommunaler Meliorationen, Umlegungen und Anlage von Wasserleitungen (Rückeinnahmen fließen dem Fonds zu). 3000 für Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (weiterer Ergänzungsbetrag). 15 000 für Versuche auf dem Gebiete der Kulturtechnik.

Provinz Ostpreußen. 35 000 für Neubau der Brücke über die Alle bei Schmolainen, Regierungsbezirk Königsberg.

Provinz Brandenburg. 58 000 für Herstellung des Hauptweges im Rhinluch (Kreise Osthavelland und Ruppin) (Restbetrag). 20 000 für Kosten des Vorarbeitenamts für die Durchführung der Wasserwirtschaft für das Elde- und Havelgebiet (1. Teilbetrag). 170 000 für Neubau der Schiffsschleuse in Altruppin. 150 000 für Beihilfe zum Ausbau der Vorfluter im Gebiet des Nutheschauverbandes, Regierungsbezirk Potsdam. 78 000 für Neubau der Straßenbrücke über die Spree bei Alt-Schadow. 75 000 für Beihilfe zur Entwässerung der Ländereien am Welsengraben zu Gransee, Kreise Ruppin und Templin (letzter Teilbetrag). 200 000 für Beihilfe zur Verbesserung der Vorflut des Ober- und Niederoderbruches (2. Teilbetrag). 50 000 für Pflasterung einer Teilstrecke des Buchwalder Steindammes im Regierungsbezirk Frankfurt a. d. O. 65 000 für Beihilfe für die Vorflutverbesserung im Deichverbande des Warthebruches (Kreise Landsberg a. d. W. und Ost-Sternberg).

Provinz Pommern. 125 000 für Herstellung neuer Uferschutzwerke auf dem östlichen Teile der Halbinsel Zingst (2. Teilbetrag). 229 000 für Uferschutzbauten bei Damkerort (Regierungsbezirk Köslin) (3. Ergänzungsbetrag), in Verbindung mit der Wiederherstellung des alten Buckower Tiefs. 110 000 für Herstellung von Uferschutzwerken vor Henkenhagen (1. Teilbetrag). 67 000 für Sicherungsbauten am Seestrande östlich Stolpmünde. 39 000 für Beihilfe für die Genossenschaft zur Regulierung der Leba von Lauenburg bis zum Leba-See (Kreis Lauenburg).

Provinz Grenzmark Posen-Westpreußen. 55 000 für Beihilfe zur Regulierung der Obra von Tirschtiegel bis Meseritz (Kreis Meseritz). 75 000 für Instandsetzung der bei Preußen verbliebenen Anlagen der Obra-Meliorations-Sozietät (1. Teilbetrag). 81 066 für Regulierung der Hochwasserabführung in der Warthe von der preußischen Grenze bis unterhalb Schweinert (2 Teilbetrag).

Provinz Niederschlesien. 4500 für Bestreitung der für die Verwertung der Odergesetzliegenschaften entstehenden Ausgaben. 70 000 für Ausbau der Gräben im Sprottebruch bei Primkenau (2. Teilbetrag). 50 000 als Beihilfe für die Ent- und Bewässerung des Schwarzen Winkels in den Kreisen Glogau und Steinau. 80 000 für Fortsetzung des Ausbaues der hochwassergefährlichen Flüsse in der Provinz Schlesien (19. Teilbetrag).

Provinz Sachsen. 52 000 für Beihilfe zur Wasserregelung der Jeetze- und Purnitz-Niederung zwischen Salzwedel und Beetzendorf und Hohenhennige, Kreise Salzwedel und Gardelegen, Regierungsbezirk Magdeburg (2. Teilbetrag). 30 000 für Beihilfe zur Entwässerung des Großen Bruchs von Oschersleben bis Rohrsheim, Regierungsbezirk Magdeburg (2. Teilbetrag). 62 000 für Beihilfe zum Ausbau des Alands im Gebiete des Wische-Deichverbandes. 24 200 für Beihilfe zur Entwässerung der Kremitz-Niederung im Kreise Schweinitz, Regierungsbezirk Merseburg.

Provinz Schleswig-Holstein. 600 000 für Wiederherstellung des Dammes Oland-Festland (2. Teilbetrag). 77 000 für Sicherung der Hallig Oland (3. Ergänzungs- und Restbetrag). 90 800 für Sicherung der Halligen Gröde-Appelland und Wiederherstellung des Dammes zwischen den beiden Halligen (4. Ergänzungsbetrag). 58 200 für Sicherung der Hallig Nordmarsch-Langeneß (3. Teilbetrag). 100 000 für Sicherung der Binnenböschung des Sommerdeichs der Hallig Hooge (3. Ergänzungsbetrag). 200 000 für Bau von Steindecken auf der Hallig Hooge (5. Ergänzungsbetrag). 400 000 für Bau einer Schutzmauer auf der Insel Helgoland (4. Teilbetrag).

Provinz Hannover. 75 000 für Beihilfe zu den Ergänzungs- und Sicherungsarbeiten und zur Beendigung der Melioration der Aue-Niederung in den Kreisen Sulingen, Stolzenau und Nienburg (2. Teilbetrag). 5500 für Herstellung eines massiven Durchlasses über dem Hallbach im Zuge der Landstraße Bassum—Harpstedt, Regierungsbezirk Hannover. 2000 für Herstellung eines Durchlasses in Gr.-Bramstedt, Regierungsbezirk Hannover. 11 293 für Ablösung der Unterhaltungspflicht an der wegebaufiskalischen Brücke über die Hache bei der Mühle in Syke, Regierungsbezirk Hannover. 85 000 für Beihilfe zur Regulierung der Wümme im Kreise Achim (1. Teilbetrag). 75 000 für Beihilfe zur Regulierung der Wümme im Kreise Rotenburg (2. Teilbetrag). 42 500 für Beihilfe zur Regulierung der Este von Hollenstedt bis Altkloster in den Kreisen Harburg, Regierungsbezirk Lüneburg, und Stade, Regierungsbezirk Stade. 75 000 für Beihilfe zur Entwässerung der Wiesen am Wimmer- und Bohmter Bach, Kreis Wittlage (1. Teilbetrag). 80 000 für Neubau der Hasebrücke bei Haselünne. 146 000 für Beihilfe zur Regulierung der Else in den Kreisen Melle und Herford. 120 000 für Beschaffung eines Eimerbaggers für das Wasserbauamt Emden (Ergänzungsbetrag). 209 000 für Verlängerung des Dünenschutzwerkes auf der Insel Baltrum um 225 m (Ergänzungsbetrag). 110 000 für Verbesserung der Vorflut im Gebiete des 2. Emder Entwässerungsverbandes. 105 000 für Verstärkung und Erhöhung der Deiche des Ems-Jadekanals.

Provinz Westfalen. 75 000 als Beihilfe zur Kultivierung des Amts-Venns, Kreis Ahaus (1. Teilbetrag). 93 250 als Beihilfe zur Regulierung der Diemel.

Provinz Hessen-Nassau. 5700 für Einrichtung und Betrieb einer Meßstelle für Verdunstungsmessungen auf dem Vorbecken der Edertalsperre (1. Teilbetrag). 22 500 für Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Lahn und ihrer Zuflüsse (1. Teilbetrag). 42 000 für Beihilfe zur Niddaregulierung im Stadtkreise Frankfurt a. M. (1. Teilbetrag).

Rheinprovinz: 300 000 für Beihilfen zu einzelnen Eindeichungen in den durch die letzten Hochwässer besonders schwer geschädigten

Gemeinden der Rheinprovinz. 50 000 für Beihilfe zur Melioration der Schwalmniederung in den Kreisen Kempen und Erkelenz (1. Teilbetrag). 50 000 für Beihilfe zur Melioration der Gelderner Fleuthniederung in den Kreisen Geldern und Kempen (1. Teilbetrag). 75 000 für Beihilfe zur Melioration der Issumer Fleuthniederung im Kreise Geldern von der Mörser Kreisgrenze bis zur Niersmühle bei Schravelen. 40 000 für Beihilfe zur hochwasserfreien Eindeichung eines Teiles der Gemarkungen Schwarz-Rheindorf, Geislar und Meindrof in den Kreisen Siegburg und Bonn. 50 000 für Beihilfe zur Ausführung einer Musterkultivierung im Kreise Monschau. 250 000 für Durchführung des öffentlichen Wetterdienstes.

Aus dem bayerischen Staatshaushalt für 1926. Der dem bayerischen Landtage vorliegende Haushalt für 1926 enthält im wesentlichen nur die Mittel zur Vollendung bereits in Angriff genommener Arbeiten; Neubauten kommen nur vereinzelt und nur da in Frage, wo lebenswichtige Belange sie unbedingt erfordern. An Tief- und Ingenieurbauten erscheinen hauptsächlich solche im Bereich der Staatsministerien des Innern und für Landwirtschaft. Sie erreichen für das erstere einen Gesammtbetrag von rd. 2 655 500 R.-M. und verteilen sich wie folgt:

882 000 R.-M. für Straßenbauten, darunter 290 000 R.-M. zum Ausbau der Straßen München—Tegernsee, Schwaig—Traunstein—Freilassing und München—Mittenwald, 170 000 R.-M. zum Neubau der Staatstraße bei Rain.

995 000 R.-M. für Brückenbauten, darunter 250 000 R.-M. zum Umbau der Innbrücke bei Marktl (2. Betrag), 200 000 R.-M. zum Umbau der Donaubrücke bei Deggendorf, 100 000 R.-M. zum Umbau der Waldnaabbrücke bei Neustadt a. Wn. und 105 000 R.-M. zu Brückenbauten bei Langenfeld und bei Vach.

274 000 R.-M. für Flußregulierungsarbeiten, darunter 120 000 R.-M. zu Korrektionen an den Floßbächen des Frankenwaldes. Ferner

504 500 R.-M. an freiwilligen Zuschüssen für Uferschutz und Regulierungen, darunter 155 000 R.-M. zu ergänzenden Korrektionen der Mangfall.

Im Haushalt des Staatsministeriums für Landwirtschaft erscheinen neben einer Reihe von Hochbauten:

621 000 R.-M. an freiwilligen Staatsbeiträgen zu Wasserbauten, darunter ebenfalls 47 000 R.-M. in dem eben genannten Mangfallgebiet, 284 000 R.-M. zu Regulierungs- und Uferschutzbauten an der Rott.

2 159 900 R.-M. Staatszuschüsse zu Bodenkulturunternehmungen, darunter 246 000 R.-M. im Bezirk München, 127 300 R.-M. im Bezirk Ingolstadt, 250 600 R.-M. im Bezirk Mühldorf, 291 000 R.-M. im Bezirk Donauwörth, 165 000 R.-M. im Bezirk Kaufbeuren, 101 000 R.-M. im Bezirk Kempten, endlich 113 000 R.-M. und 155 000 R.-M. in den beiden Pfälzer Bezirken Kaiserslautern und Neustadt a. d. H.

Weiterhin erscheint ein Posten von

3 150 000 R.-M. für Wasserbauten an den Flüssen im Gebiete der Donau.

Ki.

Zum Neubau der Charlottenbrücke über die Havel in Spandau. In der ehemaligen Stadtgemeinde Spandau führt zurzeit über die Havel, unmittelbar unterhalb der Einmündung der Spree, eine hölzerne Behelfsbrücke im Zuge der Charlotten- und Brückenstraße; diese war im Kriege als Ersatz der alten baufällig gewordenen, von Militärfahrzeugen stark mitgenommenen Holzbrücke von Pionieren erbaut worden. Die Havel ist an dieser Stelle etwa 55 bis 60 m breit.

Die bestehende Holzbrücke, im Zuge einer von dem Stadtinnern nach dem Bahnhof führenden Hauptverkehrsader gelegen und etwa 13 m breit, genügt zurzeit den gesteigerten Ansprüchen des Straßen- und Wasserverkehrs nach Bauanlage und Baustoff nicht mehr. Es ist deshalb als Ersatz von der Stadtgemeinde Groß-Berlin eine neue Straßenbrücke oberhalb der Notbrücke in neuzeitlicher Bauform geplant, die die Havel mit etwa 60 m Stützweite frei überspannen, dem Hochwasser und Eisgang freien Abzug gestatten, dem Schiffsverkehr auf dem Flusse auf ganzer Breite genügend Raum (4 m Höhe über Hochwasser) belassen und den Straßenverkehr auf einer 21 m breiten, gut abgedeckten Bahn sicher überzuführen vermag.

Es ist ein Brückenüberbau in Eisen gewählt, der bei richtiger Lage zu den Verkehrszügen allen Belangen genügen kann, nur eine geringe Bauhöhe aufweist und nur senkrechte Kräfte auf die beiden Bordpfeiler abgibt; das letztere ist bei der Unsicherheit des Baugrundes an dieser Stelle besonders wichtig. Die Anordnung von Tragwerken in Bogenform unter der Fahrbahn schien schon aus wirtschaftlichen Rücksichten hier nicht geboten. Als Haupttragwerke der Brücke sind vollwandige Bogenträger mit Zugband, zwischen Fahrbahn und Gehweg, in Aussicht genommen, die sich in gefälliger Form über die von Hängestangen getragene Fahrbahn erheben, Freiheit von Umsicht und Querverkehr auf der Brückenbahn gestatten und einen glücklichen Anschluß des Überbaues an die Ufer ermöglichen.

Schon vor dem Kriege war ein Neubau vorgesehen; es ist schwierig, diesen bei den bestehenden Straßenzügen und Bebauungsverhältnissen verkehrstechnisch einwandfrei anzulegen. Der Entwurf wird zurzeit von den beteiligten Behörden noch beraten. Er soll so bald als möglich zur Ausführung kommen, um einem dringenden Verkehrsbedürfnis genügen und die unzureichende und den Wasserverkehr hindernde Holzbrücke aus dem Flußbett beseitigen zu können.

Die neue Charlottenbrücke, in ihrer ruhigen und geschlossenen Erscheinung, in ihrer einfach-straffen Form, kann eine würdige Bereicherung des Städtebildes von Spandau geben und in erhöhtem Maße zur Sicherung und Förderung des Verkehrs zu Wasser und zu Lande dienen.

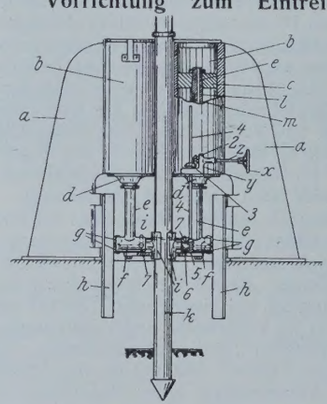
J. A. Brinell †. Der berühmte Forscher auf dem Gebiete der Lehre vom Eisen und seinen Legierungen, J. A. Brinell, starb am 27. November 1925 in Stockholm. Geboren im Jahre 1849, wirkte er nach abgeschlossener Ingenieurausbildung mehrere Jahre als Eisenkonstrukteur, bis er 1875 unter Anleitung des bekannten Metallurgen Gustav Ekman auf seine eigentliche Lebenslinie, auf die Metalllurgie des Eisens und seine Legierungen, kam, auf der er als Oberingenieur des bedeutenden Fagerstawerks in der Metallographie bahnbrechend gewirkt hat. Er war der erste, der wissenschaftlich erforschte, daß das Eisen, wenn es vom Schmelzpunkte aus abkühlt, verschiedene grundlegende Stadien durchmacht, die durch Eigenschaftsveränderungen angezeigt werden. Seine Forschungen bildeten die Grundlage, auf der die spätere Wissenschaft durch die Aufstellung des sogenannten Zustandsdiagramms der Legierung Eisen-Kohlenstoff Klarheit über die Vorgänge geschaffen hat, die beim Erhitzen und Abkühlen einer solchen Legierung eintreten. Diese Wissenschaft hat erst in den letzten Jahrzehnten für den Ingenieur praktische Bedeutung bekommen, indem sie die Möglichkeit schuf, die Verfahren zur Herstellung unserer Werkstoffe und ihre Behandlung weitgehend zu verbessern. Seine Arbeit erscheint in ihrer besonderen Größe, wenn man bedenkt, daß ihm die neuzeitlichen Hilfsmittel, wie Mikroskop, Pyrometer und Röntgenröhre, nicht zur Verfügung standen. Im Jahre 1885 gab er eine Abhandlung „Über die Gefügeänderungen des Stahles bei Erwärmung und Abkühlung“ heraus. Brinells wissenschaftliche Forschungen sind im Jahre 1901 zusammenhängend in „The Journal of the Iron and Steel Institute“ veröffentlicht. Kurz darauf sind sie in 17 verschiedene Sprachen übersetzt worden. Brinell, der zu den hervorragendsten Männern Schwedens gehörte, war Mitglied der schwedischen Akademie der Wissenschaften und der der Ingenieurwissenschaften. Sein Name ist durch den allgemein anerkannten und üblich gewordenen Begriff der „Brinellhärte“ verewigt worden.

Nils Buer.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zum Eintreiben von Vortreibrohren (Kl. 84c, Nr. 419 187 vom 30. 1. 1924 von Franz Gümz in Stettin-Bredow). — Die Vorrichtung besteht aus den in einem Gestell *a* sitzenden Zylindern *b*, die mit den die Spannbacken *i* bewegenden Druckzylindern *v* durch Kolbenstangen *e* verbunden sind. Die Kolbenstangen sind von zwei Leitungskanälen durchzogen, von denen der eine (*l*) oberhalb und der andere (*m*) unterhalb des Kolbens *c* in den Raum des Hauptzylinders mündet. Die Leitungskanäle *l*, *m* münden je in ein Ventilgehäuse (*n* und *o*), deren Ventile unter der Wirkung einer Hubscheibe die dem Zylinderraum *v* vorgelagerte Steuerkammer *t* wahlweise zu verschließen.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnrat Backofen von Grünberg (Schles.) zum E. B. A. Frankfurt (Oder).

Überwiesen: der Reichsbahnrat Ebel vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Pokorny, Dresden, die Stellung eines Abteilungsleiters bei der dortigen R. B. D. und den Reichsbahnräten Bretschneider und Kühleisen, Stuttgart, die Stellung von Mitgliedern bei der R. B. D. Stuttgart.

Aufgehoben: die Versetzung des Reichsbahnrats Scheffler von Oppeln nach Glückstadt.

Bayern. In gleicher Diensteigenschaft wurden berufen: der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Amberg Hugo Graßl an das Straßen- und Flußbauamt Speyer, der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Kaiserslautern Franz Gebhard an das Straßen- und Flußbauamt Amberg, der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Neu-Ulm Oskar Bauer als Regierungsbaurat an das Landesamt für Wasserversorgung, der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Deggendorf Otto Huber an das Straßen- und Flußbauamt Neu-Ulm.

Hamburg. Der Dipl.-Ing. Richard Timmermann wurde vom Senat zum Baurat bei der zweiten Sektion der Baudeputation ernannt.

INHALT: Der Jan-Pieterszoon-Coen-Hafen in Amsterdam. — Zur Frage der Eisabführung an Wehren. — Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schlachtschleuse Anderten. — Die Betonauskleidung der Werkkanäle. (Schluß.) — Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau. Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1926. — Aus dem bayerischen Staatshaushalt für 1926. — Zum Neubau der Charlottenbrücke über die Havel in Spandau. — J. A. Brinell †. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 5. Februar 1926. Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Franz Grashof als Forscher und Lehrer.

Von **Hermann Zimmermann.**

Die Leistungen dieses hervorragenden Mannes sind in den weitesten Kreisen der Technik viele Jahrzehnte hindurch rückhaltlos als sehr hohe anerkannt worden. Als Unterlagen für ein solches Urteil dienen heutzutage fast nur seine wissenschaftlichen Werke. Über seine Tätigkeit als Lehrer können nur noch wenige aus eigener Erfahrung berichten: sind seit seinem Tode doch schon 32 Jahre vergangen. Unter diesen Umständen ist das abfällige, ja geradezu harte Urteil, das August Föppl in seinen Lebenserinnerungen über Grashof gefällt hat, ein Ereignis, das jeden, der Föppls Meinung nicht teilen kann, verpflichtet, im Interesse der Gerechtigkeit die Gründe dafür darzulegen.[1])

Föppl sagt: „Uns, seinen Schülern, war wohl bekannt, wie hoch man Grashof schätzte, und wir bemühten uns ehrlich darum, von seiner Weisheit etwas zu erhaschen. Für mich ist aber dabei leider nicht viel abgefallen. Erst in späteren Jahren habe ich im Selbststudium teils nach den Büchern von Grashof, mehr aber noch nach anderen Büchern begriffen und verstanden, was ich in der Vorlesung von Grashof zu lernen mich ziemlich vergeblich bemüht hatte. Ich weiß nicht, ob es einen unter uns gegeben hat, der darin wesentlich erfolgreicher gewesen wäre; es schien mir wenigstens nicht so."

Der Schreiber dieser Zeilen glaubt sich als einen solchen Erfolgreicheren ansehen und deshalb seine Erfahrungen mitteilen zu dürfen. Er hat Grashof ungefähr gleichzeitig mit Föppl gehört, stand aber infolge eines Berufswechsels in viel höherem Lebensalter als Föppl. Als er — nach gewissenhafter Erledigung der beiden (auch von Föppl als sehr hochstehend anerkannten) mathematischen Jahreskurse — bei Grashof eintrat, lernte auch er bald die Schwierigkeiten kennen, die Föppl, wie so mancher andere, empfunden hat. Sie lagen in der Vortragsart Grashofs, vielleicht auch etwas mit in seinem Wesen. Er zeigte nichts von dem, was man „Temperament" zu nennen pflegt, und sprach mit kühler Ruhe, aber auch mit bewundernswerter Klarheit und Sicherheit. Ich kann mich keines Falles entsinnen, daß er sich an der Tafel verrechnet hätte, wie es bei den anderen Lehrern dann und wann vorkam. Die Erläuterungen zu den mathematischen Entwicklungen beschränkte er auf das Allernotwendigste. Das Aneignen eines solchen Vortrages verlangte eine ununterbrochene gespannte Aufmerksamkeit und daneben — häuslichen Fleiß. Ich habe damals den Eindruck bekommen, daß viele der jüngeren Studierenden dem entweder nicht gewachsen waren oder die Sachlage verkannten. Sie glaubten meist in Grashofs „Festigkeitslehre" alles Nötige in Händen zu haben, ohne zu bedenken, daß dieses Buch vielfach, besonders hinsichtlich der Zahl der Abbildungen, noch knapper gehalten war als der Vortrag.

Nun bestand damals der Brauch, daß sich die Lehrer semesterweise die Kollegienhefte der Studierenden zur Durchsicht vorlegen ließen. Sie dienten als Unterlage für die Abfassung der Halbjahrszeugnisse über den Besuch der Vorlesungen. Ich habe ein solches Heft für die Vorträge von Grashof im Einvernehmen mit ihm selbst nicht ausgearbeitet, sondern nur eine sehr eingehende Darstellung dessen, was der Vortrag mehr bot als das Buch. Die dazu erforderliche Zeit wurde gewonnen durch das Unterlassen einer schriftlichen Wiederholung dessen, was im Buche schon gedruckt vorlag. Auf diese Art ist es mir gelungen, in Grashofs Vorträgen nicht nur „von seiner Weisheit etwas zu erhaschen", sondern auch das Erhaschte zu verdauen und seinen Nutzwert in langen Jahren der Praxis festzuhalten. Ein von Grashof selber geschriebenes Zeugnis über den Erfolg der bei ihm gehörten Vorlesungen besitze ich in der Urkunde, die mir über das Bestehen der großen Diplomprüfung in Karlsruhe im Jahre 1875 ausgestellt worden ist. (Föppl erwähnt diese Prüfung auf Seite 90 seines Buches mit dem Bemerken: „Einen, der dieses Examen bestanden hätte, habe ich in Karlsruhe nicht kennen gelernt.")

Die vorstehenden Ausführungen sind etwas sehr persönlich gehalten. Der Leser möge das damit entschuldigen, daß der Sachverhalt, um den es sich handelt, kaum in anderer Weise hätte so deutlich klargestellt werden können. Immerhin läßt sich aber doch noch einiges beibringen, was das Urteil des Studenten Föppl über Grashof begreiflicher machen kann. Grashofs Vorlesungen waren ausgesprochen auf den Bedarf des Maschinenbaues zugeschnitten und fanden auch im Gebäude der Maschinenbau-Abteilung statt. Föppl studierte das Bauingenieurfach. Was da an Festigkeitslehre gebraucht wurde, brachten die betreffenden Lehrer in ihren Vorlesungen. Es war das schon deshalb nötig, weil die Studierenden wenigstens die Anfangsgründe kennen mußten, ehe sie mit dem Konstruieren beginnen konnten. Dafür kamen die — um so tiefer eindringenden — Ergebnisse der Vorträge Grashofs zu spät. Mit diesen verglichen mochten die nicht weit über Navier hinausgehenden Darstellungen der Bauingenieurvorträge von Baumeister und Sternberg viel einfacher und anziehender erscheinen. Da fand sich die „Klarheit", die Föppl bei Grashof vermißt hat. Weil kein Prüfungszwang bestand, haben sich ohne Zweifel viele Bauingenieure damit begnügt, ein paar Vorlesungen bei Grashof zu hören und sich das übrige „zu schenken". Man konnte dann doch sagen, man habe bei dem berühmten Grashof „gehört". Und wenn man noch hinzufügte, man habe ihn nicht verstanden, so war das eine lobenswerte Ehrlichkeit; denn zu der Behauptung, es habe daran gelegen, daß „Grashof kein klarer Kopf gewesen" sei, hat sich, soweit meine Erfahrung reicht, vor Föppl niemand herbeigelassen, obgleich ja die Neigung der Jugend, ihre Mißerfolge in der Schule den Lehrern in die Schuhe zu schieben, sehr verbreitet ist. Daß der das Studium erschwerende Mangel an Zeit, den die Beteiligung an dem studentischen Treiben zur Folge hat, dabei auch eine Rolle gespielt haben könnte, sieht nicht jeder ein. Föppl hat in seinem Buche eine sehr offenherzige Schilderung davon entworfen. Und ich erinnere mich dessen und seiner Persönlichkeit noch sehr gut. Trotzdem fiel er durch sein wissenschaftliches Streben auf; beispielsweise durch einige Vorträge über elegante statische Verfahren, die er von Stuttgart aus der Schule des von ihm verehrten Mohr mitgebracht hatte.

Oben wurde mit Absicht von dem Urteil des Studenten Föppl gesprochen. Der Einwand liegt nahe, daß er doch nicht mehr Student war, als er seine Lebenserinnerungen niederschrieb. Sehr richtig. Aber es ist nicht zu verkennen, daß die Eindrücke, die er als Student in Karlsruhe empfangen hatte, bei der Urteilsbildung wesentlich mitgewirkt haben. Föppl selber begründet es darauf, indem er aus der größeren Verbreitung seiner eigenen „Festigkeitslehre" zunächst den Schluß zieht, daß er kein unfähiger Schüler gewesen sein könne, und dann die Erklärung hinzufügt, daß er es an Fleiß nicht habe fehlen lassen. Folgerung: „Offenbar muß daher Grashof die Schuld zugeschrieben werden, daß ich nur wenig bei ihm gelernt habe. Ich kann mir den Zusammenhang heute nur so erklären, daß Grashof kein klarer Kopf gewesen ist, der die grundlegenden Fragen der Wissenschaft vollständig beherrscht hätte. Er hatte in seinem Fachgebiete viel gelesen, bei den Franzosen, bei Clausius und bei anderen und sich die Einzelheiten gemerkt, ohne sie innerlich ganz verarbeitet zu haben. So konnte er Vorträge halten, die zwar vieles brachten und dadurch blendeten, die aber schwer verständlich blieben, so daß man keinen Gewinn davon hatte."

Wenn man weiß, von wie mancherlei Umständen die Verbreitung eines Lehrbuches abhängt, wird man aus einer großen Verbreitung nicht unbedingt auf die Tüchtigkeit seines Verfassers schließen. Im vorliegenden Falle können wir aber hiervon ganz absehen, da die hohen wissenschaftlichen Fähigkeiten Föppls außer Zweifel stehen. Auch die Frage, ob nicht Föppl eine von den Naturen war, die aus unscheinbaren Keimen schöne Früchte entwickeln — sogar ganz schlechte Schüler sind ja schon große Männer geworden! —, wollen wir beiseite lassen. Fest steht nur: Grashof hatte bei Föppl nach dessen eigenem Zeugnis einen Mißerfolg. Welcher Art war dieser Fehlschlag? Pädagogisch! Das erkennt man ganz klar, wenn man die Natur dieser beiden Männer vergleicht, wie wir es mit einigen Worten versuchen wollen.

Das Lehrtalent war, wie mir scheint, die weniger starke Seite von Grashofs Begabung. Das ist gerade bei mathematisch veranlagten Menschen oft der Fall. Sie können sich die Schwierigkeiten nicht vorstellen, die andere in Aufgaben finden, die ihnen ganz leicht vorkommen. Das größte Kreuz so vieler Schüler ist der Mathematiklehrer. Grashofs Lehrweise war, was man „abstrakt" nennt, ganz unpersönlich, sachlich im höchsten Grade. Das Wort „ich" kommt in allen seinen Werken nur im Vorwort vor.

Ein mathematische Entwicklung stellt selten den Weg dar, auf dem eine Erkenntnis gewonnen wurde, wie eine Landstraße nicht den Weg bildet, auf dem ein Entdecker in ein bisher unbekanntes Land eingedrungen ist. Die mancherlei Um- und Irrwege, die der Forscher eingeschlagen hat, im Unterricht zu schildern, hätte in der Regel keinen Zweck. Über manche Fehlgriffe würde er sich sogar schämen. Dabei

[1]) August Föppl, Lebenserinnerungen, S. 84 u. 85. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg.

übersieht man aber, daß diese Irrungen doch häufig in einem Zusammenhange standen mit der natürlichen Denkweise, daß also für den Anfänger die Gefahr naheliegen kann, in dieselben Fehler zu verfallen und eine richtige, aber zu abstrakte Darstellung nicht zu verstehen oder gar für falsch zu halten. Hier tritt die Lehrbegabung hilfreich hervor. Sie beruht im wesentlichen auf der Fähigkeit, sich in die Denkweise des Schülers zu versetzen. Wer selbst erhebliche Schwierigkeiten beim Lernen hatte und sich eine getreue Erinnerung dafür bewahrt, der wird daher meist ein besserer Lehrer sein, als ein Mann von großen Gaben, dem alles nur so angeflogen ist. Er wird viel fähiger und williger sein, dem Schüler über die Klippen hinweg zu helfen, die er ja so gut kennen gelernt hat. Von dieser Art war meines Erachtens Föppl. Seine Lehrweise, in der auch das Persönliche in Gestalt des häufig vorkommenden „ich" offen hervortritt, macht nicht selten den Eindruck einer freundlichen, geduldigen Plauderei. Wer selbst öfter schriftstellerisch tätig war und gelegentlich, um einen nicht ganz durchsichtigen Gegenstand besser zu durchschauen, ihn in Form eines Aufsatzes niedergeschrieben hat, wird in manchen Ausführungen Föppls guten alten Bekannten zu begegnen glauben.[2])

[2]) Dies alles bezieht sich nur auf Föppls Bücher. Seinem Unterricht beizuwohnen, habe ich leider nie Gelegenheit gehabt.

Wenn das Bild, das ich hier in Kürze von diesen beiden bedeutenden und doch so grundverschiedenen Männern zu entwerfen versucht habe, richtig ist, so wird man das temperamentvolle Urteil Föppls verstehen. Aber man wird auch erkennen, daß der Spruch: „Alles verstehen, heißt alles verzeihen" nicht immer richtig ist. Abgesehen davon, daß das Urteil sich nur auf persönliche Erfahrungen stützt und einen sachlichen Nachweis vermissen läßt, bleibt dabei ganz außer acht, daß es nicht allein Grashof trifft, sondern auch die überaus große Zahl von Männern, die zu ihm als einem der verdienstvollsten Förderer wissenschaftlicher Technik dankbar aufblicken. Rühmt doch der Verein deutscher Ingenieure in der Begründung der Stiftung der Grashof-Denkmünze gerade seine vollkommene Klarheit und — sein gerechtes Urteil! In der Tat, ich glaube, daß Grashof im umgekehrten Falle des Erlebens nicht so über Föppl geurteilt hätte, wie dieser über ihn. Und er würde auch ihm gegenüber seine monumentale Ruhe bewahrt haben, wenn er noch lebte. Ich sprach vom Verzeihen. Es ist natürlich nicht meines Amtes, ein solches zu gewähren oder zu versagen. Der Verein deutscher Ingenieure ist die Instanz, die darüber zu entscheiden berechtigt und befähigt ist. Ich habe zu Grashof wie zu Föppl in freundlichen Beziehungen gestanden und diese Zeilen niedergeschrieben, keinem zuliebe und keinem zuleide, sondern, wie ich schon im Eingange sagte, nur um der Gerechtigkeit willen.

Alle Rechte vorbehalten.

Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung.

Von Dr.-Ing. **Fischmann,** Grünberg (Schlesien).

Die Vergrößerung der Betriebslasten durch Einführung schwererer Lokomotiven und Großgüterwagen hat zur Folge, daß — zunächst auf den wichtigsten Strecken — die vorhandenen älteren Brücken durch neue stärkere ersetzt werden müssen. Die deutschen Brückenbauanstalten werden dabei vor zum Teil recht schwierige Aufgaben gestellt, weil die neuen Überbauten errichtet werden müssen, ohne den Betrieb zu unterbrechen oder zu stören.

In nachstehendem soll an Hand von zwei von der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg (Schlesien) im letzten Jahre bewirkten Ausführungen gezeigt werden, wie solche Aufgaben in der Praxis gelöst worden sind.

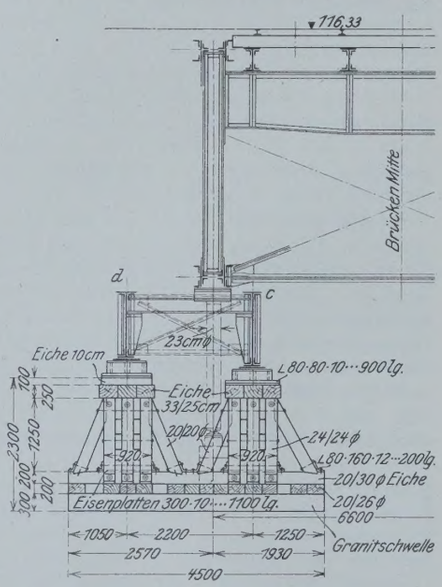


Abb. 1.

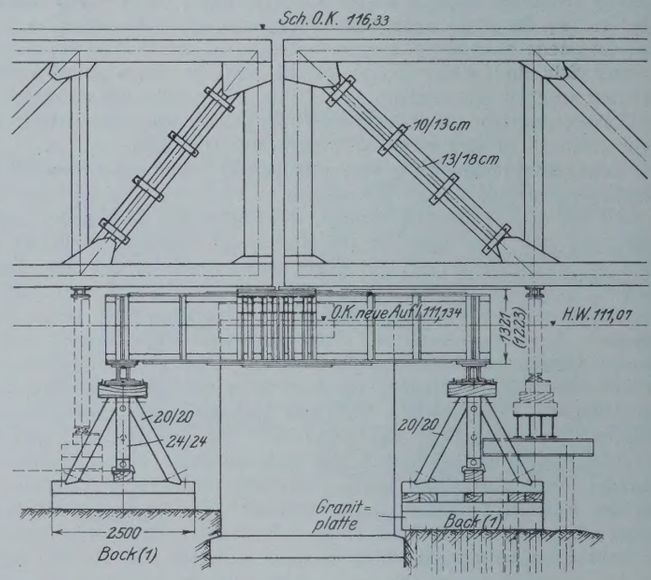


Abb. 2. Längsschnitt *e—f*.

I. Queisbrücke in km 197,10.

Die Strecke Sagan—Liegnitz ist in km 197,10 bei Sagan mittels dreier zweigleisiger Überbauten über den Queis geführt. Die alten Überbauten sind Parallelträger von 34,2 und 36,31 m Stützweite aus Schweißeisen, die im Jahre 1874 errichtet und im Jahre 1905 schon einmal verstärkt worden sind. Eine weitere Verstärkung erwies sich als nicht angängig. Vor dem Neubau war zunächst zu entscheiden, ob wieder zweigleisige oder je zwei eingleisige Überbauten zur Ausführung kommen sollten. Verschiedene Gesichtspunkte, auch ein Kostenvergleich sprachen für die Wahl eingleisiger Überbauten. Gewählt wurden für jede Öffnung zwei nebeneinanderliegende Parallelträger von je 33,76 m Stützweite aus St 37 mit obenliegender Fahrbahn und einem seitlich ausgekragten Bedienungssteg, so daß die neue Brücke eine Gesamtlänge von etwa 110 m hat, wobei die einzelnen Überbauten in der Längsachse infolge der dazu schräg stehenden Pfeiler etwas gegeneinander verschoben sind.

Für die sichere Auflagerung der neuen Überbauten, durch die ein Auflagerdruck von rd. 240 t für das einzelne Lager übertragen wird, erwies es sich als notwendig, Pfeiler und Widerlager in ihrem oberen Teile zu erneuern und umzuändern.

Die Eisenkonstruktion an sich bedeutet nichts Besonderes.

Für den Aufbau an Ort und Stelle war die Bedingung gestellt, daß der Neubau unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes durch-

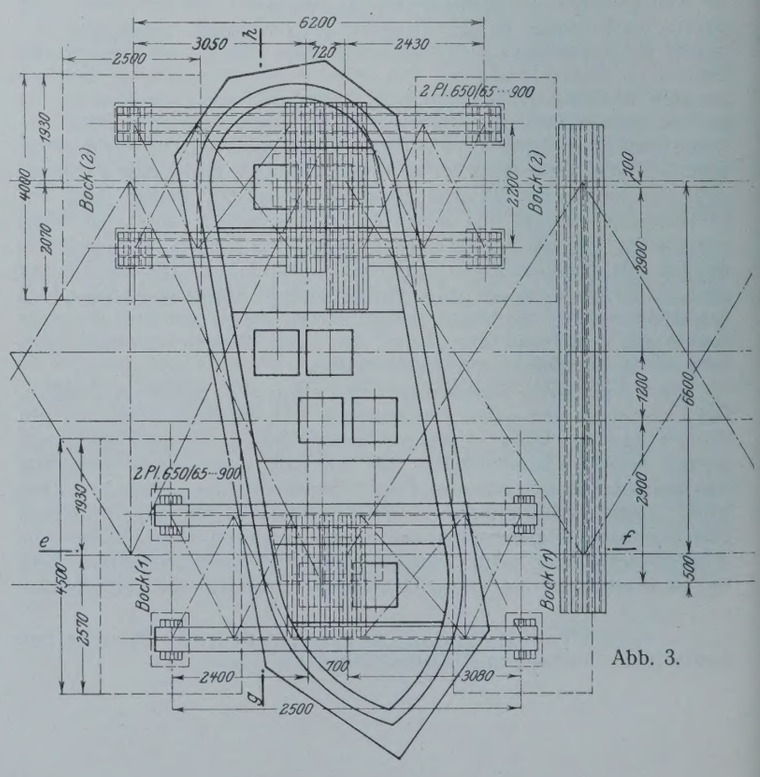


Abb. 3.

zuführen sei. Es standen lediglich längere Zugpausen von zwei Stunden an Sonntagen zur Verfügung.

Der Bauvorgang gestaltete sich folgendermaßen:

Die neuen Überbauten wurden stromab neben der alten Brücke auf festen Rüstungen zusammengebaut und mit dem vollständigen Oberbau, Schwellen und Schienen, versehen. Gleichzeitig mit dem Zusammenbau wurde die Abänderung des Pfeilermauerwerks vorgenommen. Zu diesem Zweck wurden in den Sonntagszugpausen die alten Überbauten angehoben und auf vorher eingebaute besondere

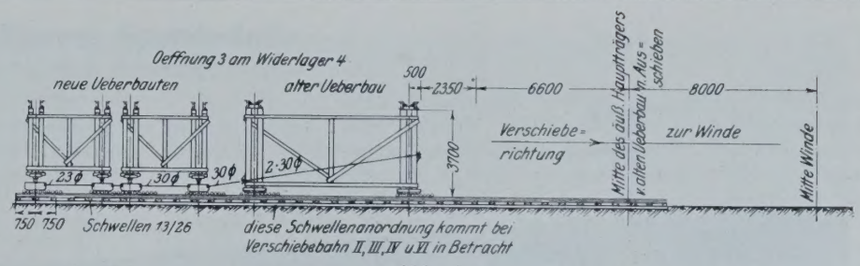


Abb. 4.

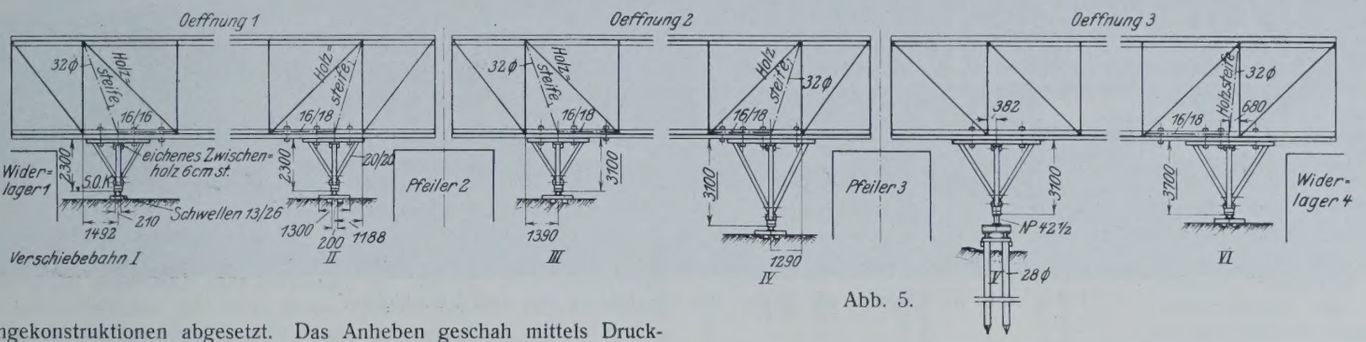


Abb. 5.

Abfangekonstruktionen abgesetzt. Das Anheben geschah mittels Druckwasserpressen, die unter dem ersten Ständer angesetzt wurden. Da die Endfelder dadurch überkragten, mußten die Schrägstreben in diesen Endfeldern ausgesteift werden. Jede Abfangekonstruktion hatte die Lagerdrücke aus zwei benachbarten Öffnungen aufzunehmen. Ihre Konstruktion geht aus Abb. 1, 2 u. 3 hervor. Sie besteht aus je zwei gekuppelten Blechträgern, die 8 I Nr. 30 tragen, auf die sich die Überbauten absetzen. Die Blechträger wurden auf Böcken aus Eichenholz gelagert.

Zwischen und unter dieser Abfangekonstruktion wurde dann das Pfeilermauerwerk abgebrochen und erneuert.

Nach dem Abbinden des Betons wurden — wiederum in den Zugpausen — die Überbauten erneut angehoben, die Abfangekonstruktion zwecks Verwendung an dem zweiten Pfeiler entfernt und die Überbauten auf Klotzlagern abgesetzt, auf denen sie bis zum Verschieben stehenblieben. Während dieser Arbeiten wurden auch die vorbereitenden Arbeiten für das Verschieben getroffen. Da die Überbauten aller Öffnungen gleichzeitig verschoben werden sollten, waren sechs Rollbahnen anzulegen. Das Gelände war ungleichmäßig; infolgedessen wurden Ausschachtungs-

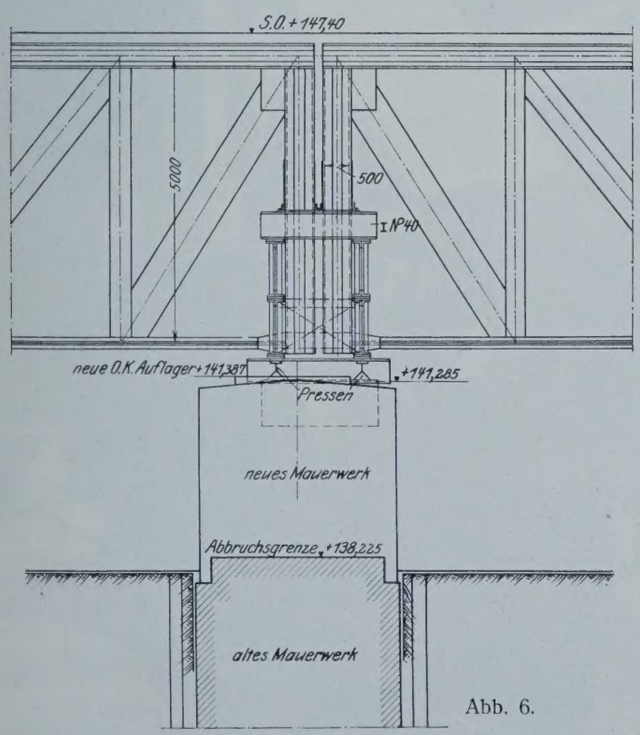


Abb. 6.

und Auffüllungsarbeiten, zum Teil auch Betonierungs- und Rammarbeiten erforderlich, um eine sichere Lagerung der Rollbahn zu schaffen. Die Rollbahn wurde teilweise aus je zwei Eisenbahnschienen, teilweise aus je 2 I Nr. $42^1/_2$ gebildet, die entsprechend unterbaut wurden. Auf den Rollbahnen lagen in besonderen Führungen die die Bewegung vermittelnden Stahlwalzen, darüber besondere Sättel, die unter Zwischenschaltung starker Spindeln die Unterstützungsböcke für die eisernen Überbauten trugen. Die Rollsättel waren durch Rundeisen sämtlich miteinander verbunden, alle Überbauten somit gekuppelt und gleichzeitig fortzubewegen.

Die Bewegung geschah mittels sechs Handkabelwinden, die gleichmäßig nach Signal betätigt wurden (s. Abb. 4 u. 5).

Alle neun Überbauten, die drei alten zweigleisigen und die sechs neuen eingleisigen im Gesamtgewicht von rd. 1300 t, wurden am 7. Juni 1925 gleichzeitig verschoben. Das Verschieben vollzog sich völlig gleichmäßig ohne Störung und nahm einschließlich einiger zum Umsetzen der Rollen erforderlichen Pausen insgesamt 50 Minuten in Anspruch. Danach wurden die neuen Überbauten mit Hilfe der Spindeln in ihre Lager abgesetzt und die Brücke nach der Probebelastung für den Betrieb freigegeben. Zur Ausführung der Brückenauswechslung stand eine Betriebspause von 5 Stunden, um 3 Uhr morgens beginnend, zur Verfügung. Innerhalb dieser Pause wurden die Schienenanschlüsse auf der Brücke gelöst, die neun Brücken verschoben, die Überbauten in die Lager abgesetzt, die Gleisanschlüsse wiederhergestellt und die Probebelastung vorgenommen.

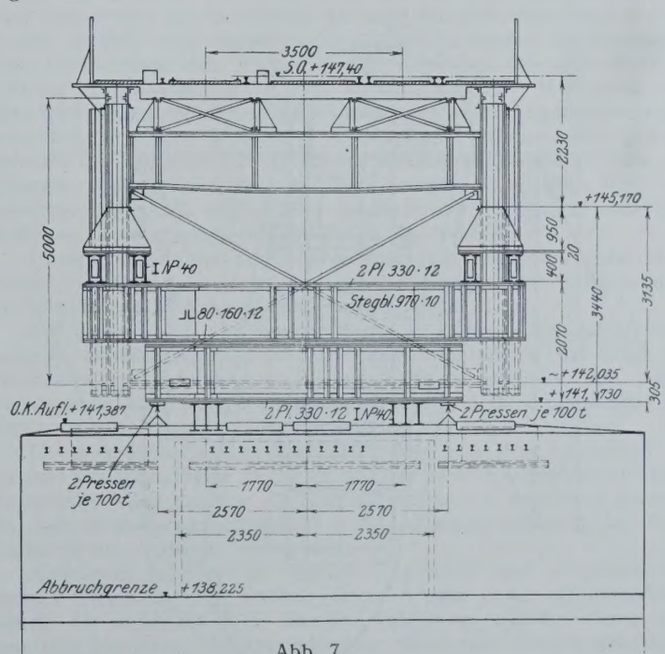


Abb. 7.

II. Boberbrücke in km 215,786.

Eine ähnliche Ausführung ergab sich beim Bau der ebenfalls von der Firma Beuchelt & Co. hergestellten neuen Boberbrücke bei Oberleschen in km 215,786 der gleichen Strecke.

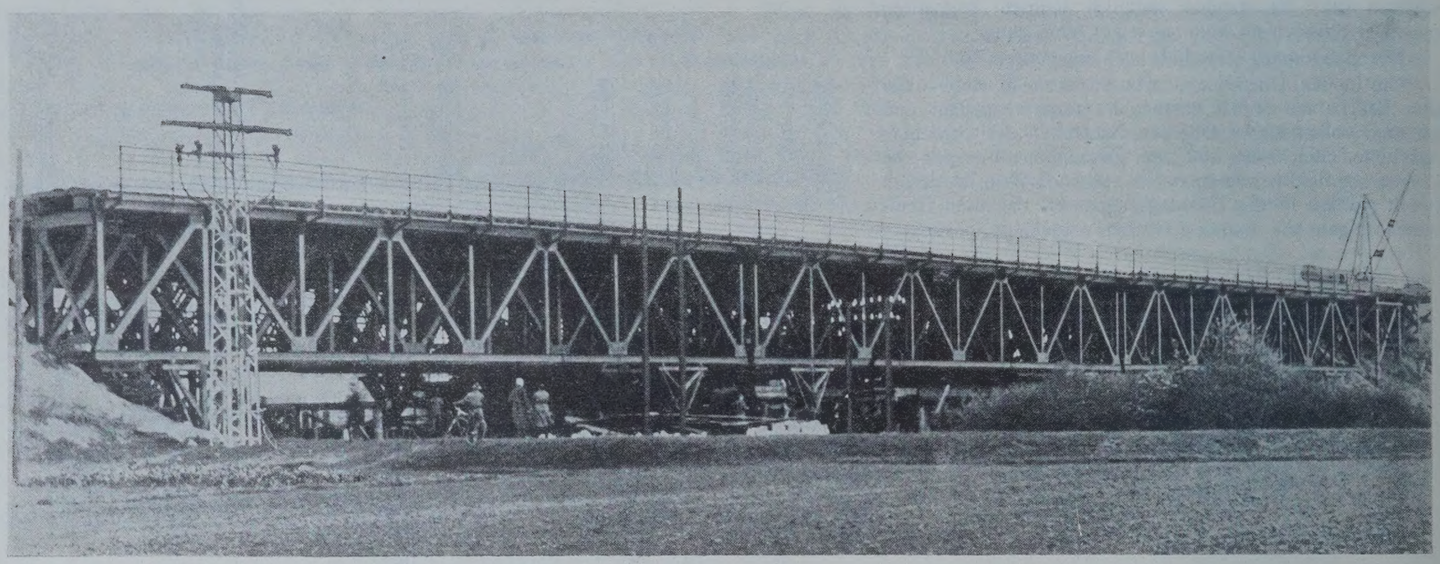


Abb. 10. Ansicht der Brücke bei Oberleschen vor dem Verschieben.

Hier handelte es sich darum, drei vorhandene zweigleisige alte Überbauten gegen sechs eingleisige Paralleträger mit obenliegender Fahrbahn mit 33,84 m Stützweite auszuwechseln. Der neue Überbau wurde in St 48 ausgeführt. Insofern war die Ausführung etwas schwieriger als im Falle I, als die Rollbahnen zum Teil auf Pfählen im Flußbett anzuordnen waren. Die Abfangekonstruktionen mußten hier anders gewählt werden. Die zur Verfügung stehende Höhe zwischen der O. K. der neuen Auflagersteine und der Brücken-U. K. war so knapp, daß sich dazwischen die erforderlichen Stemm- und Betonierungsarbeiten nicht ausführen ließen. Es wurde darum folgendermaßen vorgegangen: Zunächst wurde der mittlere Teil des Pfeilers erneuert. Auf diesem wurden dann die alten Überbauten abgesetzt. Dies geschah mittels kräftiger, paarweise angeordneter Blechträger, auf die sich die Überbauten mittels Konsolen, die an die Endständer angeschraubt waren, abstützten (Abb. 6, 7, 8 u. 9). Daß dabei zwei übereinanderliegende Blechträger verwendet wurden, hat seinen Grund darin, daß vorhandene Träger benutzt werden sollten.

Mittels vier Druckwasserpressen, die unter den Blechträgern angriffen, wurde die ganze Konstruktion angehoben, die Lager entfernt und dann die Konstruktion auf den mittleren Pfeilerteil abgesetzt. Wie die Abbildungen erkennen lassen, war jetzt ein völlig unbehindertes Arbeiten an den Pfeilerenden möglich. Abb. 10 zeigt die Brücke vor dem Verschieben.

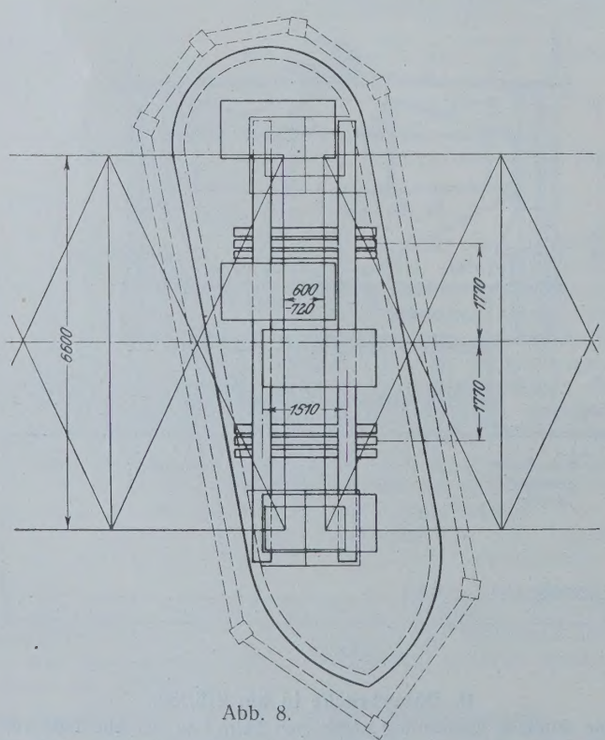


Abb. 8.

Das Verschieben geschah am 18. Oktober 1925 in der gleichen Weise wie bei der Saganer Brücke (I) unter Benutzung der gleichen Hilfsmittel und Einrichtungen. Auch hier wurden alle neun Überbauten, drei alte und sechs neue, im Gesamtgewichte von rd. 1000 t gleichzeitig, und zwar in der Zeit von nur 22 Minuten verfahren. Danach wurden die neuen Überbauten auf den Pfeilern unterstützt und durch zwei schwere Lokomotiven die Probebelastung vorgenommen. Ohne Unterbrechung des normalen Betriebes konnten die Züge wieder über die Brücke verkehren.

Die Entwurfsaufstellung und die Ausführung beider Brücken unterstand der Oberleitung von Herrn Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Jordan, Breslau, die örtliche Bauleitung hatte Herr Reichsbahnrat Mau, Sorau. Die Bauausführung selbst wurde durch die Firma Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien), bewirkt, die Arbeiten für die Erneuerung der Pfeilerköpfe führte die Firma Nohl & Wassmann aus.

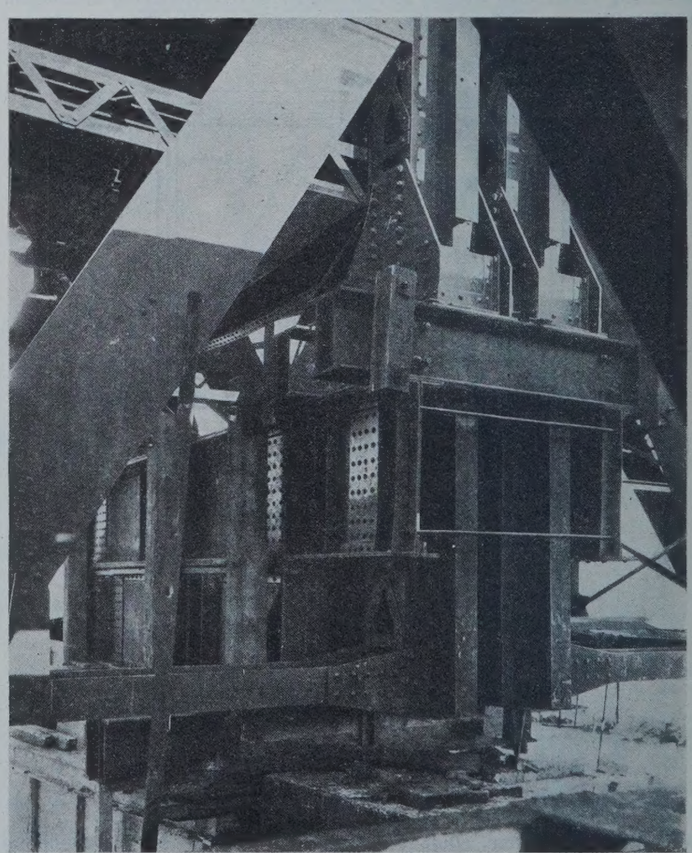


Abb. 9. Abfangekonstruktion bei der Boberbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Eiserne Spundwände.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp,** Charlottenburg.

Das Bedürfnis, im Baubetriebe andere Hilfsmittel an Stelle von hölzernen Spundwänden anzuwenden, machte sich naturgemäß sehr bald bei solchen Bauausführungen geltend, wo durch die vorliegenden Verhältnisse die erforderlichen Abmessungen der Spundwände so groß wurden, daß eine Herstellung entweder überhaupt nicht mehr möglich oder aber ihre Verwendung sehr kostspielig im Verhältnis zu dem zu erwartenden Erfolge war.

Der Zweck einer Spundwand soll doch in den meisten Fällen darin bestehen, eine wasserdichte Wand zu schaffen, die dann zu gleicher Zeit noch die verschiedensten Belastungen, meistens seitliche, durch Wasser- oder Erddruck hervorgerufene, aufnehmen soll. Bei höheren Wasserdrücken, größeren Tiefenabmessungen und schwierigem Baugrunde zeigte sich dann auch stets mehr und mehr die Unzuverlässigkeit hölzerner Spundwände infolge ihrer ungenügenden Falzverbindung und ihre Unwirtschaftlichkeit infolge hoher Materialkosten, gepaart mit teurer Rammarbeit.

Es mußte also zunächst eine bessere Ausnutzung vorhandener Baustoffe für die Schaffung einer unter den obengenannten besonderen Verhältnissen wirtschaftlichen Spundwand vorgenommen werden. Naturgemäß griff man zum Eisen, bei dem der Gestaltung des Baustoffes fast gar keine Grenzen gesetzt sind, und fügte die vorhandenen Walzprofile zu Spundbohlen zusammen oder verwandte sie auch in Zusammensetzung mit eisernen Platten. Auf diese Weise ergaben sich die verschiedensten Formen eiserner Spundwände, von denen hier einige beschrieben werden sollen.

1. Die einfachste und wohl auch unvollkommenste Spundwand dieser Art besteht aus I-Trägern, wie Abb. 1 zeigt. Eine Gewähr für gutes Aneinanderschließen der Bohlen besteht gar nicht.

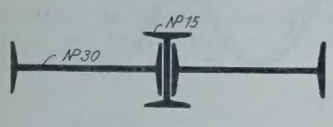


Abb. 1.

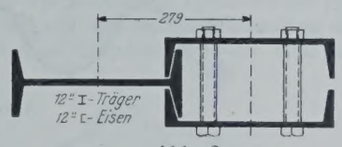


Abb. 2.

2. System Jackson, bestehend aus U-Eisen und I-Trägern (Abb. 2). Auf den ersten Blick erkennt man schon, daß diese Anordnung weder der Forderung nach Wasserdichtigkeit noch der nach wirtschaftlicher Ausnutzung des Materials entsprechen kann. Denn selbst eine Auffüllung des Raumes zwischen den beiden U-Eisen mit Ton wird kaum eine vollkommen wasserdichte Wand zustande bringen können. Vielleicht würde das Einfügen eines Holzbalkens zwischen die U-Eisen vor dem Zusammenschrauben noch mehr Erfolg versprechen. In jedem Falle aber sind sowohl die Masse des erforderlichen Materials als auch die unumgänglichen Nebenarbeiten bei und nach dem Rammen überaus groß.

3. System Jackson, bestehend aus I-Trägern mit aufgenieteten Klauen (Abb. 3). Diese Anordnung ist jedenfalls, was Wasserdichtigkeit der Wand betrifft, zuverlässiger, hat aber den Nachteil, daß das Widerstandsmoment infolge der Anordnung des meisten Materials in der neutralen Achse nur klein im Verhältnis zum Gewicht der Wand sein kann. Über die Werte $W:G$ gibt die am Schluß gegebene Zusammenstellung Aufschluß.

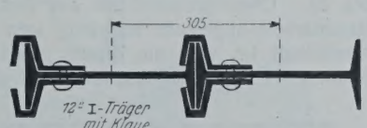


Abb. 3.

Gegenüber den beiden Jacksonprofilen bieten die beiden folgenden, ebenfalls amerikanischen, bereits einige Vorteile.

4. System Luther P. Friestedt, bestehend aus U-Eisen, die abwechselnd aufgenietete Z-Eisen zur Verbindung haben (Abb. 4). Sowohl der Grad der Wasserdichtigkeit der Verbindungen als auch der Umstand, daß das Widerstandsmoment größer als bei den Systemen 1 und 2 ist, machen diese Spundwand schon zu einem wirtschaftlicheren Bauelement.

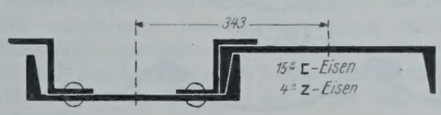


Abb. 4.

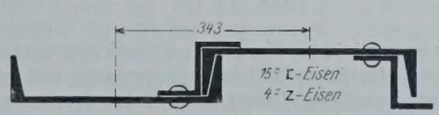


Abb. 5.

5. System Fargo (Abb. 5) stellt insofern nur eine Abänderung des Systems Friestedt dar, als hierbei jedes U-Eisen ein aufgenietetes Z-Eisen besitzt.

Während diese vier Systeme nur aus Walzprofilen zusammengesetzt sind, zeigen die beiden folgenden die Mitverwendung von flußeisernen Platten.

6. (Abb. 6). Diese Spundwände wurden vor einigen Jahren von einer belgischen Tiefbaufirma im eigenen Baubetriebe hergestellt und in Brüssel zur Abschließung einer Baugrube benutzt, in der eine eingefallene Kaimauer wiederhergestellt werden sollte. Es war etwa 2,5 m Wasser zu kehren, während die Baugrube bis zu 4 m unter Kanalspiegel ausgeschachtet wurde. Wasserdicht konnte diese Spundwand, auch nachdem man Sägespäne und Ton an den Verbindungen eingeschlemmt hatte, nicht genannt werden. Auch ließen die örtlichen Verhältnisse es zu, daß baugrubenseitig eine Erdschüttung gegen die Spundwand bis etwa 1 m unter Kanalwasserspiegel angebracht werden konnte (es war dies der zur Gründung der Mauer ausgehobene Boden), so daß kein großes Widerstandsmoment der Spundwand gefordert zu werden brauchte.

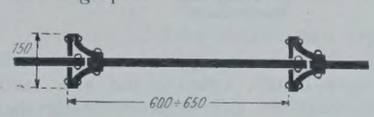


Abb. 6.

Was die Wahl der Konstruktionselemente dieser Spundbohlen betrifft, so tragen sie sicher nicht zur Verbilligung der Herstellungskosten gegenüber hölzernen Bohlen bei, denn vor allem ist die Nietarbeit beträchtlich.

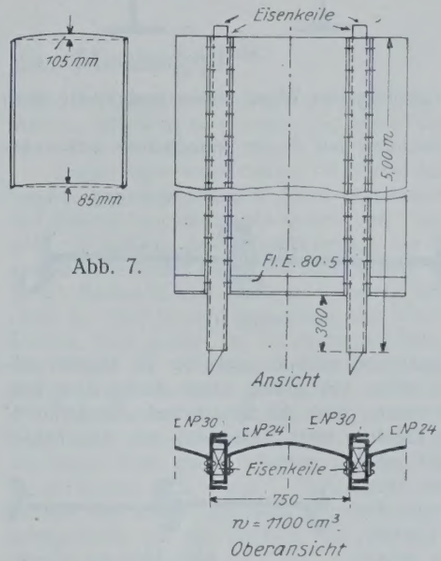


Abb. 7.

7. Aus wesentlich einfacheren Elementen zusammengesetzt war eine von der Siemens-Bauunion als Patent beim Bau des Lindentunnels in Berlin angewandte Spundwand (Abb. 7). Sie hatte außerdem noch den Vorteil gegenüber allen anderen bisher angeführten Spundwänden, daß ihr Widerstandsmoment durch Verwendung der gebogenen Platten und der senkrecht zur neutralen Achse gestellten U-Eisen wesentlich größer ist. Wasserdichtigkeit war in diesem Falle von untergeordneter Bedeutung, da die aus den gezeigten Bohlen hergestellte Wand in der Hauptsache der Abfangung eines Teiles des Universitätsgebäudes in 50 cm Abstand davon dienen sollte.

Besonders bemerkenswert ist diese Art der Spundwandausbildung jedoch noch wegen des Umstandes, daß man den gewölbten Blechen nicht in ihrer ganzen Länge denselben Stich gegeben, sondern sie am unteren Ende am flachsten, oben am stärksten gekrümmt hat. Die dadurch erzielte Wirkung beim Einrammen ist ohne weiteres deutlich. Man erzeugt auf diese Weise im anliegenden Erdreich Spannungen, wodurch spätere Setzungen wesentlich vermindert werden. Um den Raum zwischen den U-Eisen während des Rammens frei zu halten, wurden die kleinen U-Eisen aufgebogen. Eiserne Keile, die man dann zwischen die U-Eisen trieb, verursachten naturgemäß ein weiteres Krümmen der Bleche und somit Vergrößerung der Anpressung der Bleche an das Erdreich.

Durch Zuhilfenahme der verschiedenen Konstruktionselemente ist es gerade bei dieser Spundwandtype sehr gut möglich, sich weitgehend an das erforderliche Widerstandsmoment anzupassen.

Die bisher erwähnten Spundbohlentypen können aber alle keinen Anspruch darauf erheben, einen wirklichen Fortschritt in der Frage der wirtschaftlichen Gestaltung von Spundbohlen zu bedeuten. Sie zeigen nur ein mehr oder weniger glückliches Suchen in dieser Richtung unter Verwendung bestehender Konstruktionselemente.

In ein anderes Stadium trat man sofort von dem Augenblick an, wo man besondere Profile herzustellen begann. Von diesen Spundbohlen-Walzprofilen seien zunächst die amerikanischen und englischen genannt, die fast durchweg grundsätzlich andere Materialanordnung im Profil zeigen als die deutschen Walzprofile.

Auffallend ist, daß die meisten englischen und amerikanischen eisernen Spundbohlen die größten Materialmengen in der neutralen Achse haben; das Verhältnis $W:G$ ist also keineswegs günstig. Dann aber kann man bemerken, daß es außerdem noch zwei verschiedene Arten von Spundbohlen gibt, nämlich

a) diejenigen, die nur eine Zusammensetzung zu einer starren geradlinigen Wand zulassen und

b) solche, deren Ausbildung es ermöglicht, in weiten Grenzen gebogene Linienführung der Spundwand vorzunehmen.

Unter a) wären zu nennen:

8. „Universal Joist"-Spundbohlen der British Steel Piling Co. (Abb. 8). Sie stellt eigentlich eine Verbesserung der unter 1. angeführten Spundwand aus I-Trägern dar, insofern, als man an Stelle des zur Spundwandachse senkrechten I-Trägers eine lose doppelseitige Klaue genommen hat, wodurch dann die Verbindung der Bohlen eine starre und auch gut wasserdichte wird.

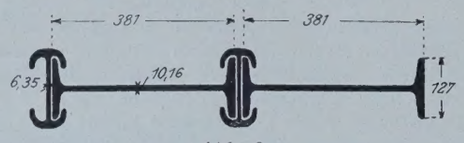


Abb. 8.

Sie werden in sechs verschiedenen Größen ausgeführt, wobei jedoch die Klaue stets dieselben Abmessungen behält, entsprechend also auch die Flanschbreite des I-Eisens. Die Steghöhe der letzteren beträgt bei den sechs Größen 5" bis 15" (127 bis 381 mm). Man ist also in der Lage, je nach den örtlichen Erfordernissen von einer Spundbohlentype zur anderen überzugehen, ohne besondere Verbindungs- oder Übergangsstücke zu gebrauchen. Zur Verstärkung einer „Universal Joist"-Spundwand kann man I-Eisen senkrecht auf die I-Eisen der normalen Wand nieten und erhält dann eine Wand wie in Abb. 9.

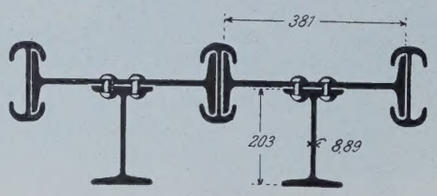


Abb. 9.

Über ein ausgeführte Rammung mit diesen Spundbohlen soll weiter unten noch berichtet werden.

9. Dieselbe englische Gesellschaft bringt noch eine zweite Spundbohlentype auf den Markt, die „Simplex"-Bohle (Abb. 10), die an sich viel leichter ist als die „Universal Joist" und deshalb auch nur für kleinere Abdämmungsarbeiten gebraucht wird. Ihre größte Länge dürfte 10 m sein.

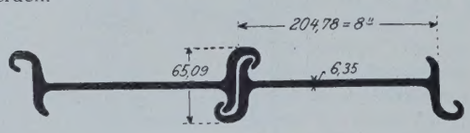


Abb. 10.

10. Weiterhin noch zu nennen wäre die Spundwand „Vanderkloot" (Abb. 11), die man auch als Ergebnis eines Versuches, aus den beiden Teilen der „Universal Joist" eine Bohle zu machen, bezeichnen kann. Allerdings ist die Umfassung des klauenartigen Endes nur seh gering, so daß leicht eine Loslösung zweier benachbarter Bohlen eintreten dürfte.

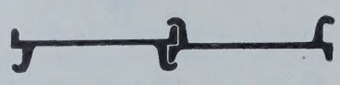


Abb. 11.

Aus den unter 8. bis 10. genannten Spundbohlen können natürlich auch alle möglichen Formen von Spundwänden zusammengestellt werden, jedoch müssen dann, da die Verbindungen der Bohlen als fast starr anzusehen sind, die Stege der Bohlen, bevor sie geschlagen werden, die gewünschte Form erhalten.

Anders verhält es sich in dieser Hinsicht mit den unter b) zu nennenden Spundbohlen.

11. Bauart „Behrend" (Abb. 12) läßt bei stets gleicher Anschlußfläche recht beträchtliche Winkelbildung zwischen zwei benachbarten Bohlen zu.

Abb. 12.

12. Bauart „United States" (Abb. 13 u. 13a) zeigt eine Vereinfachung gegenüber Nr. 11 durch die Art der Ausbildung der Feder an den Bohlen.

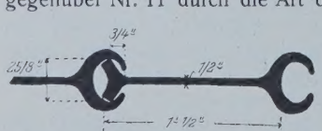


Abb. 13.

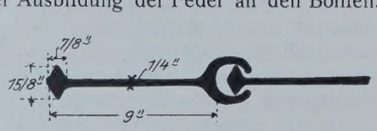


Abb. 13a.

Abb. 14.

Abb. 14a.

13. System „Lackawanna" (Abb. 14) hat zur neutralen Achse unsymmetrische Bohlen. Eine Verbesserung in bezug auf Ausnutzung der Eisenmasse für das Widerstandsmoment zeigt Abb. 14a.

14. Ein anderes englisches Spundwandsystem, das in der Anordnung stark dem „Universal Joist" ähnelt, ist die „Patent Side Groove"-Spundwand (Abb. 15). Die Klaue ist besonders stark ausgebildet, in der Absicht, sie als Eckpfahl oder sonstigen Stützpfahl zu rammen, gegebenenfalls tiefer als die eigentlichen Spundbohlen. Diese Spundwand-Bauart ist aber, was Größe des Widerstandsmomentes betrifft, wesentlich ungünstiger als die „Universal Joist"-Wand.

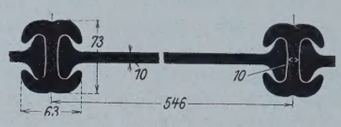


Abb. 15.

Von d n bis jetzt genannten Spundbohlentypen werden viel gebraucht in England Nr. 8 u. 9 und in Amerika Nr. 12 u. 13.

Andere Typen, die zeigen, daß noch mannigfaltige Lösungen zur Verbindung zweier eiserner Spundbohlen möglich sind, sind die auf Abb. 16 u. 17 gezeichneten. Besonders einfach erscheint die Spundbohle „Williams", die sich jedoch wohl nicht besonders haltbar beim Transport erweisen und somit Schwierigkeiten beim Rammen ergeben dürfte.

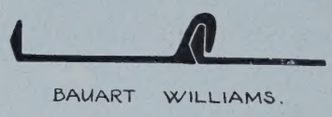


Abb. 16.

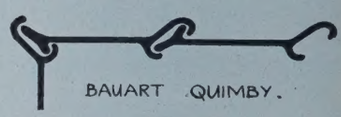


Abb. 17.

Bis jetzt wurden fast nur solche Spundbohlen besprochen, deren größte Materialmassen in oder in unmittelbarer Nähe der neutralen Achse liegen.

Theoretisch am günstigsten sind aber Spundwände mit wellenförmigem Querschnitt, wobei einerseits zur Erreichung eines großen Widerstandsmomentes die Wellenhöhe möglichst groß sein muß und anderseits die einzelnen Profile so aneinandergesetzt sein müssen, daß die Verbindungsstellen keine Beeinträchtigung der Biegungsfestigkeit der Spundwand ergeben.

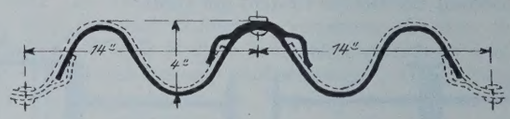


Abb. 18.

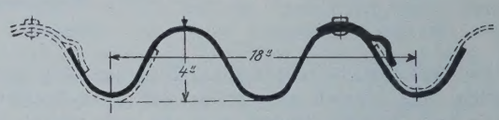


Abb. 19.

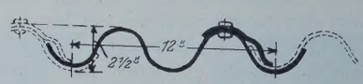


Abb. 20.

Zunächst versuchte man auch hier mit vorhandenen Materialien den gewünschten Zweck zu erreichen und verwendete starke Wellbleche, die je nach der erforderlichen Festigkeit mit einer halben oder einer ganzen Welle übereinandergelegt wurden. Solche Wellblechwände zeigen Abb. 18 bis 20. Ohne weiteres ist aus den Abbildungen ersichtlich, daß die Rammarbeit ungemein schwierig sein wird und der Erfolg auch deshalb zweifelhaft ist, weil die Bleche großen Formänderungen und damit verbundenen Undichtigkeiten ausgesetzt sind.

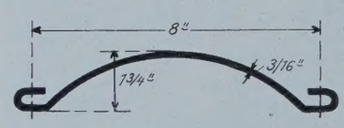


Abb. 21.

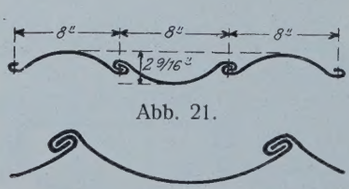


Abb. 22.

Eine andere Form der Doppelwellenausbildung ist in Abb. 21 gezeigt, wo man, ähnlich wie bei Abb. 7, gebogene Bleche genommen, sie jedoch abwechselnd konkav und konvex aneinandergesetzt hat. Die Verbindung ist durch einfache Umbörtelung der Bleche erreicht.

Eine ausgesprochene Gewölbewirkung wird durch die Hängeblech-Spundwand (Abb. 22) erreicht, bei der die Verbindung dieselbe wie bei Abb. 21 ist.

Verbessert wurde diese Hängeblech-Spundwand durch Anordnung von geschlitzten Nuten. In dieser Form wurde sie sehr viel in Hamburg bei den staatlichen Sielbauten angewandt und zeigte sich dort als besonders gut rammfähig, indem nämlich der durch die Feder aus der Nute herauszudrückende Boden nicht nur an der Unterkante der Spundbohle herausgepreßt werden mußte, sondern nunmehr bereits auf der ganzen Länge durch die Schlitze in der Nute einen Ausweg fand. Die Wasserdichtigkeit der Spundwand erlitt keine Beeinträchtigung.

Bei der Schaffung besonderer neuer Profile mußten, um die eingangs genannten beiden Bedingungen zugleich mit der bereits mehrmals gestellten

Forderung nach kleinsten Materialmengen zu vereinigen, naturgemäß Kompromisse geschlossen werden, und so ergaben sich bis jetzt in der Hauptsache in Deutschland vier Spundbohlentypen, die das genannte Problem so vollkommen wie möglich zu lösen trachteten.

Das wohl am meisten verbreitete Profil ist das „Larssen"-Profil, und zwar das nietlose (Abb. 23). Zur Erreichung verschieden großer Widerstandsmomente werden mehrere Spundbohlengrößen mit verschiedenen Wellenhöhen hergestellt. Charakteristisch für die Larssen-Bohlen ist, daß jede Diagonale der wellenförmigen Spundwand eine Verbindungsstelle aufweist, daß also die einzelnen gleichgeformten Bohlen abwechselnd zu beiden Seiten der neutralen Achse der Spundwand liegen, die durch die Verbindungstellen geht. Eine Doppelwelle der Larssen-Spundwand besteht also aus zwei Spundbohlen. Die in der Verbindungstelle dieser beiden Spundbohlen auftretende Reibung oder Einspannung kann man nicht in Zahlen ausdrücken. Allerdings zeigt die Praxis, daß eine Larssen-Doppelbohle ein fast starres Element ist, und hierauf fußen auch die von den „Larssen"-Doppelbohlen allgemein bekannten Widerstandsmomente.

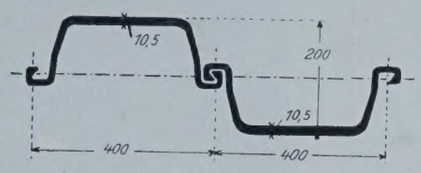


Abb. 23.

Bei der Bauart „Rothe Erde" (Abb. 24) wird eine Doppelwelle aus einer Spundbohle gebildet, die symmetrisch zur Achse der Wand liegt; hierdurch ist eine Errechnung des Widerstandsmomentes, bezogen auf diese Achse, einwandfrei möglich. Durch die Ausbildung des Führungsschlosses als Wulst und Klaue ist es möglich, ohne Schwierigkeiten runde oder ovale Umschließungen von Baugruben vorzunehmen, ohne besondere Paßbohlen zu gebrauchen. Außerdem wird durch die genannte Ausbildung des Führungsschlosses das Einrammen wesentlich erleichtert, indem nämlich durch Rammen der Bohlen mit der Wulst nach außen hin die Möglichkeit des Eindringens von Erdreich vermieden wird, also auch keine Mehrarbeit erforderlich ist, um mit der folgenden Bohle das Schloß wieder zu säubern. — Die beiden letztgenannten Vorteile haben die „Larssen"-Spundbohlen nicht, da bei ihnen im Gegenteil die Schloßausbildung eine größtmögliche Starrheit zweier Einzelbohlen ergeben mußte, um das große Widerstandsmoment einer Doppelbohle zu erzielen.

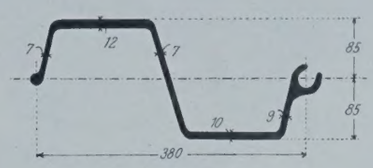


Abb. 24.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Regulierung des Mississippi.

Der Mississippi ist mit etwa 3980 km der zwölftlängste Strom der Welt. Was ihn für den Wasserbauer bemerkenswert macht, ist der Umstand, daß er seine Eigenart zweimal völlig ändert, daß also bei ihm drei voneinander verschiedene Abschnitte zu unterscheiden sind: der obere Mississippi von Minneapolis und den St.-Anthony-Fällen bis zur Einmündung des Missouri, der mittlere Teil von hier bis zur Einmündung des Ohio und der Unterlauf von Cairo bis zur Einmündung in den Golf von Mexiko (vergl. Abb. 1).

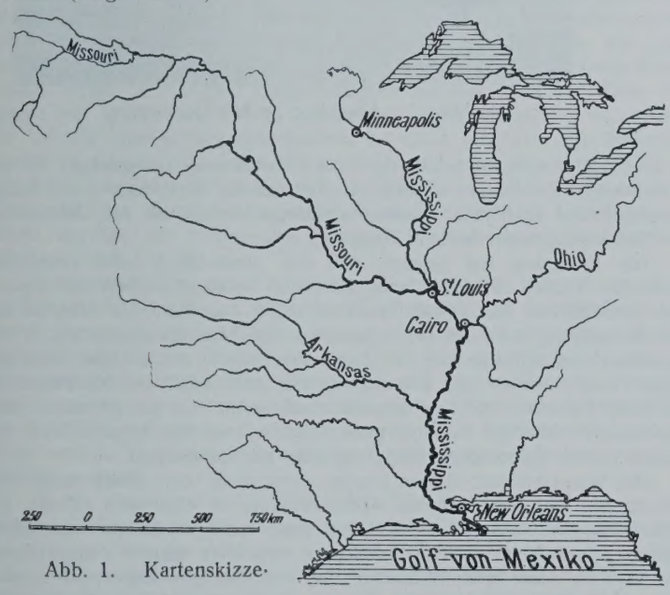


Abb. 1. Kartenskizze.

Nach einem Berichte von Col. Charles L. Potter in Eng. News-Rec. vom 26. März und 2. April 1925 über die Regulierungsarbeiten am Mississippi reichen die früheren Ansätze zur Uferbefestigung und Schiffbarmachung des Stromes bereits in die Zeiten der ersten Ansiedlungen zurück, indem schon gegen 1717 Uferschutzbauten im unteren Stromlauf und 1837 durch Leutnant Robert Lee Schutzdeiche bei St. Louis erbaut wurden. Erst 1872 jedoch nahm die Bundesregierung einen einheitlichen Plan für die Regulierung des Stromes an. Die Arbeiten dafür haben seither ständig an Ausdehnung gewonnen, und gegenwärtig ist der Strom auf seine gesamte Länge ausgebaut.

Der vorstehend bezeichnete obere Teil hat von Minneapolis bis zur Missourimündung eine Länge von rd. 1070 km und eine Wasserführung von kaum 28 000 bis über 3,68 Mill. l/Sek. bei St. Paul, von 280 000 bis 10,62 Mill. l/Sek. oberhalb der Missourimündung. Die Uferwände sind hoch und nicht allzu weit voneinander entfernt, ihre Veränderungen gering. Das Bodenmaterial der Ufer und des Flußbettes ist grobkörniger, Auswaschungen weniger unterworfen und schwerer verschieblich als weiter unterhalb, das Wasser führt wenig Sinkstoffe; im Vergleich zu den Verhältnissen unterhalb zur Missourimündung darf hier von einem geschiebefreien Strom mit klarem Wassergesprochen werden. Die Regulierung besteht — abgesehen von vier Schleusen zur Überwindung kurzer Strecken mit allzu starkem Gefälle — darin, seitliche Ausbuchtungen zu schließen, dadurch das Bett des Niedrigwassers möglichst zu verengen und überall die planmäßige Mindesttiefe von rd. 1,80 m zu sichern.

Baggerungen waren fast nur bei Beginn der Arbeiten erforderlich, die Verengung geschieht vielmehr durch Stichdämme nach Abb. 2 u. 3 und durch Befestigung besonders stark ausgesetzter Uferstellen, wie z. B. bei Insel 188 (Abb. 2) und an den Anschlußstellen der Stichdämme. Diese bestehen aus abwechselnden Lagen von Steinpackung und Flechtwerk, deren unterste an der Rückseite weit genug hervorreicht, um Auskolkungen zu verhindern (Abb. 3). Nur für die Begrenzung des Niedrigwassers berechnet, sind die Dämme flach genug, um bei Hoch- und Mittelwasser überflutet zu werden. Die Gefahr der Unterspülung ist so gering, daß man neuerdings dazu übergegangen ist, einen großen Teil des Dammkernes einzuspülen und nur die Außenseiten mit Steinpackung und dem üblichen Flechtwerk zu befestigen, was die Kosten erheblich herabmindert; besonders dort, wo die Bagger nahe genug arbeiten, um das Baggergut gleich als Füllmaterial zu verwenden. Es bleibt — bei dem verhältnismäßigen Fehlen von Geschiebe und starker Strömung — als einziger gefährlicher Feind der Uferschutzbauten nur das Treibeis, das bisweilen die oberen Teile der Stichdämme beschädigt.

Die für die Arbeiten am oberen Mississippi aufgewendeten Kosten betrugen für den 1878 aufgestellten, eine Mindesttiefe von 1,37 m vorsehenden Entwurf 19 105 000 $; ein erweiterter Entwurf vom Jahre 1907 sah die noch jetzt vorhandene Mindesttiefe von 1,80 m vor, beließ im übrigen die vorhandenen Strombauten, die nur nach Bedarf vermehrt und ausgebaut wurden: Bei einer Gesamtausführungsfrist von zwölf Jahren sah man für Neubauten 20 Mill. $, für Instandhaltung jährlich 30 000 $ vor, doch wurde der erstgenannte Betrag nicht völlig aufgebraucht und bis einschl. 1924 erst 15 444 000 $ für Neubauten und 565 000 $ für Instandhaltung ausgegeben, im übrigen der seinerzeit bewilligte Kredit infolge der durch den Krieg entstandenen Preissteigerung auf 27 Mill. $ erhöht.

Der mittlere Flußlauf wird, wie bereits bemerkt, von der Einmündung des Missouri bis zu der des Ohio gerechnet und hat eine Länge von 320 km; seine Wasserführung bei St. Louis schwankt zwischen knapp 566 000 und 4,25 Mill./Sek. Der Ausbau ist im Prinzip der gleiche wie beim Oberlauf — Verbau der Buchten und toten Arme, Verengung des Flußbettes und Schutz gefährdeter Uferstrecken —, die dabei angewendeten Verfahren sind jedoch verschieden.

Der Strom hat auf dieser Strecke etwas von der Art des Missouri (der nach Potter als der eigentliche Hauptstrom zu gelten hätte), d. h., die Uferfelsen treten weiter zurück als beim oberen Mississippi, das Flußbett ist Auswaschungen leichter ausgesetzt, die Veränderungen der Uferlinie stärker, das Wasser führt mehr Sinkstoffe, zuweilen auch starke Geschiebemengen, die Gefahren durch Treibeis sind noch recht beträchtlich. Die Uferschutzbauten müssen also erheblich widerstandsfähiger hergestellt und durch Pfähle u. dergl. mit dem Boden fest verbunden werden, die einfachen Buhnen werden zu richtigen Dämmen. Die Mindesttiefe des Niedrigwassers ist auf rd. 2,45 m bemessen, die Baggerarbeiten spielen daher in diesem Abschnitt eine größere Rolle. Das vorhandene starke Geschiebe hat übrigens insofern Vorteile, als es sich — wenn das Flechtwerk einmal seinem Anprall standgehalten hat — in dessen Zwischenräume setzt und durch sein Gewicht das Flechtwerk niederdrückt, so daß aus dessen zunächst mehr skelettartigem Gefüge massive und feste Bauwerke werden.

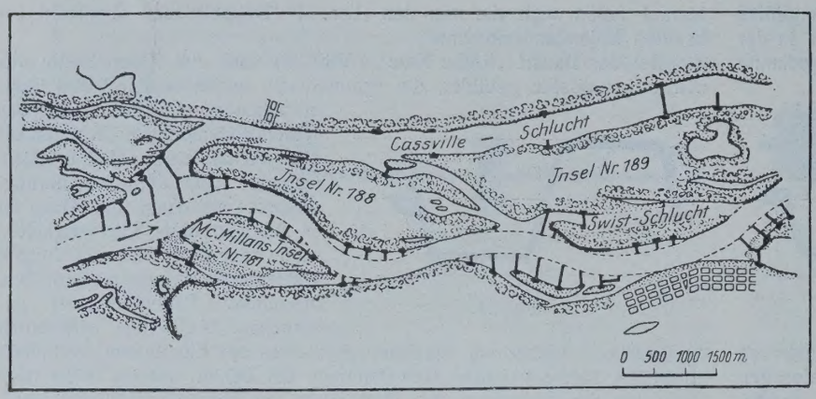
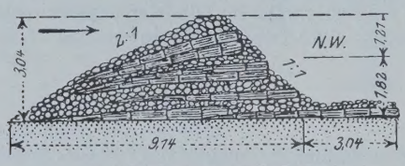
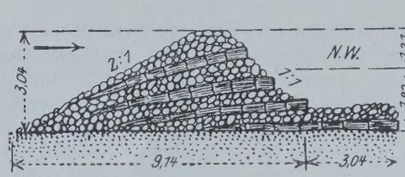


Abb. 2. Stromverbauung, Buhnen und Uferdeckwerke im oberen Mississippi.

Abb. 5. Flechten von Deckwerk-Matten im mittleren Mississippi.

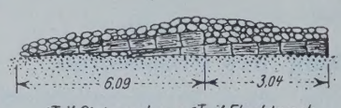


1 Teil Steinpackung 2 Teile Flechtwerk

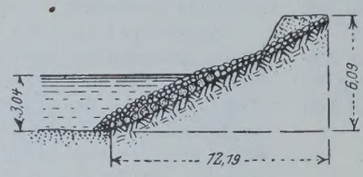


1½ Teile Steinpackung 1 Teil Flechtwerk

Abb. 3. Buhnen im oberen Mississippi.



1 Teil Steinpackung 1 Teil Flechtwerk



1 Teil Steinpackung 1 Teil Flechtwerk

Abb. 4. Uferdeckwerke im oberen Mississippi.

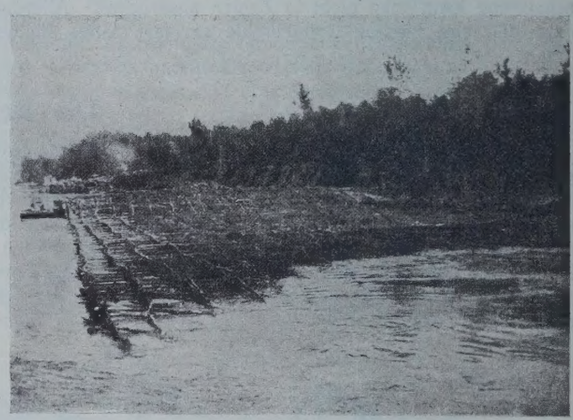


Abb. 7. Absenken großer Deckwerke.

Bei der einfachsten Ausführungsform dieser Dämme wird zunächst das Ufer an dem Anschluß durch Deckwerke gegen Zerstörungen geschützt und alsdann eine etwa 50 m breite Flechtwerkmatte von Land aus auf die volle Dammlänge ausgebreitet: stromauf winklig geböscht, stromab allmählich abfallend. Durch diese Matte, und zwar nicht in ihrer Mitte, sondern näher nach der Stromseite zu, werden drei Reihen von Pfählen gerammt, die am unteren Deichende mit Querverstrebungen versehen und deren mittlere Reihe gegen die beiden anderen versetzt ist; zwischen den beiden äußeren Reihen sowie von Pfahl zu Pfahl ist ein Abstand von 2,75 m. Jeder Pfahl der mittleren Reihe ist mit den beiden benachbarten äußeren verbunden, so daß bei einem Druck auf die stromaufwärts gelegene Pfahlreihe dieser die gesamte Festigkeit der andern beiden zugute kommt und jeder einzelne Pfahl in Längs- und Querrichtung versteift ist. Bei tieferem Wasser kommen eine oder zwei weitere Pfahlreihen in Frage. Ein einziges Hochwasser kann mit dem sich zwischen den Pfahlreihen absetzenden Geschiebe das ganze Bollwerk bis zur Spitze zufüllen und, namentlich wenn im darauf folgenden Sommer die Weiden des Flechtwerkes ausschlagen, einen dauernden Querdamm von 6 m über NW schaffen. Der Regulierungsplan sah ursprünglich die Verkleidung dieser künstlichen Landzungen mit Mauerwerk vor, um sie auch nach der allmählichen Verrottung des Holzwerkes zu schützen; hierzu ist es jedoch bisher nirgends gekommen.

Der gegenwärtige Plan für die Arbeiten am mittleren Flußlauf wurde 1881 angenommen und 1896 durch ein Baggerprogramm ergänzt. Im Jahre 1910 wurden die Kosten auf etwa 21 Mill. $ beziffert, einschließlich der während der Bauzeit notwendigen Ausbesserungsarbeiten, jedoch ausschließlich der auf 400 000 $ jährlich geschätzten Instandhaltungsarbeiten nach abgeschlossenem Ausbau. Für diesen war ein Zeitraum von 12 Jahren vorgesehen. Zusammen sind von 1881 ab bis Ende 1924 10 208 000 $ für Neubauten und 9 720 000 $ für Instandhaltungsarbeiten aufgewendet worden.

Der Unterlauf von der Einmündung des Ohio bei Cairo bis zum Ende ist rd. 1700 km lang und hat bei Columbus, Ky., eine Wasserführung von 1,99 bis 57 Millionen l/Sek. Die Vorbedingungen für den Ausbau dieser Strecke sind zufolge der hier vorhandenen Hochwassergefahr erheblich schwieriger und die angewendeten Bauverfahren von denen in den beiden oberen Abschnitten wesentlich verschieden.

Das Alluvialbett des Stromes ist breit, die Uferfelsen treten bald an der einen, bald an beiden Seiten weit zurück, das Flußbett ist tiefer eingeschnitten und aus feinem, leicht auswaschbarem Material, die Neigung des Stromes zur Veränderung seines Laufes ist größer. Der Uferschutz ist also hier wichtiger, schwieriger im Entwurf und kostspieliger in der Ausführung. Der Strom ist reich an Sinkstoffen, jedes Hochwasser bringt Geschiebe und Treibholz; Treibeis allerdings kommt für die Gefährdung der Flußbauten kaum noch in Frage.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß ein planmäßiger und einheitlich wirkender Ausbau sich ohne entsprechenden Aufwand an Zeit und Kosten nicht ermöglichen läßt. Man beschloß daher zunächst, die Arbeiten auf eine Befestigung der Ufer zur Begrenzung des Niedrigwasserbettes zu beschränken und Schutzdeiche nur gegen Hochwasser vorzusehen, doch gelangte man bald zu der Erkenntnis, daß eine auch bei Niedrigwasser schiffbare Fahrrinne nicht zu erhalten war, wenn man im Strombett dem Hochwasser beliebige Freiheit gestattete; es wurden sonach auch die Deiche in den eigentlichen Regierungsplan mit einbezogen.

Die Wasserführung dieser Strecke ermöglicht eine Mindesttiefe von 2,75 m bei NW ohne weitere Vorkehrungen als eben den Schutz der Ufer; Baggerarbeiten waren nur bei einer mäßigen Anzahl von Sandbänken erforderlich. Wenn der Schutz der Ufer weiter vorgeschritten ist und dort nicht mehr Millionen von Kubikmetern losgespült werden und das Flußbett verschlammen können, dürften sich die erforderlichen Baggerarbeiten stark verringern. Das ist jedoch nur bei einer völlig durchgeführten Regulierung möglich, und Baggerungen sind ohne Zweifel viel weniger kostspielig und sicherer als derart umfassende Flußbauten; doch können allein durch Baggerung und ohne Befestigung der Ufer die für eine sichere Fahrrinne erforderliche Breite von 76 m und die planmäßige Mindestwassertiefe von 2,75 m nicht aufrecht erhalten werden.

Die laut Gesetz vom 28. Juni 1899 bestellte Mississippi-Strombau-Kommission, deren Vorsitzender Potter ist und deren Befugnisse sich auf die Strecke von Cairo bis zur Mündung beschränken, hat bis Ende 1924 für Neubauten 102 908 000 $, davon für Ufer- und Deichbauten allein insgesamt 59 723 000 $ nnd 34 290 000 $ für Instandhaltungs- und Baggerarbeiten, für die Aufsicht auf dem ganzen Stromgebiet, für Gehälter, Lade- und Anlegeplätze auf dem Hauptstrom und den Nebenflüssen ausgegeben; ferner 11 707 000 $ als Zuschuß für Uferschutz- und andere Bauten im Bereich örtlicher Dienststellen. Diese haben ihrerseits außer ihren Beiträgen an die Kommission insgesamt gegen 135 444 000 $ für Deich- und Uferschutzbauten ausgegeben.

Bei dem Vergleich der drei erwähnten Stromabschnitte könnte man sagen, daß der Ausbau des oberen Teiles ohne technische Schwierigkeiten und lediglich eine Geldfrage ist, daß er im mittleren Teil schwieriger wird, jedoch — obschon erheblich teurer und stete Aufmerksamkeit er-

fordernd — immerhin noch Aussicht auf Erfolg bietet und in wirtschaftlichen Grenzen bleibt, während im Unterlauf andere Regulierungsarbeiten als der Schutz der Ufer nicht ausführbar, sonstige Bauwerke vielmehr von zu ungewisser Lebensdauer sind.

Ein gutes Bild von den steigenden Schwierigkeiten und Kosten des Ausbaues der drei Abschnitte gibt die Beschreibung der ihnen allen gemeinsamen Ausführung des Uferschutzes. Dieser besteht aus Sinkstücken von Flechtwerk, die mit Steinen beschwert werden, ferner aus Pflasterung in Bruchstein, Betonblöcken oder Stampfbeton zur Befestigung der oberen Uferböschung. Beides ist am oberen Mississippi, wo die Ufer niedrig, das Wasser flach, die Strömung gering und Pflastermaterial häufig ist, einfach und billig. Die Flechtwerkmatratzen (Abb. 4) sind 6 bis 12 m breit, bestehen aus Faschinen von kurzem Strauchwerk in zum Ufer parallelen Lagen mit oberen und unteren Querstangen, die durch Draht miteinander und der Matratze verbunden sind. Eine Überdeckung der Faschinen von 1,2 m gibt dem Ganzen einen genügenden Halt in der Längsrichtung und ermöglicht einheitliches und allmähliches Absenken; die Pflasterung der oberen Uferböschung ist ungefähr 7,6 m hoch, die Kosten der gesamten Befestigung betragen heute etwa 16,5 ℳ f. 1 lfd. m.

Abb. 6. Herstellung von Deckwerken im Unterlauf des Mississippi.

Im mittleren Stromlaufe sind die Matratzen etwa 38 m breit und aus starkem Flechtwerk (Abb. 5), das fest zusammenhalten muß; das Böschungspflaster erreicht wegen der höheren Ufer eine Breite von 22,80 m; Steine dazu sind noch ohne erhebliche Trantportverteuerung erhältlich. Die Gesamtkosten betragen rd. 82 ℳ f. 1 lfd. m.

Im Unterlauf erhalten die Matratzen eine Breite von 76 bis 90 m, bei New Orleans selbst von über 120 m. Die sogenannten Standard-Matten werden aus sehr starkem Strauchwerk bis zu 40 cm Stammdurchmesser mit 6 mm starkem galvanisierten Eisendraht gebunden, der um jedes Bündel herumlaufen muß (Abb. 6); das Verlegen geschieht durch Krane. Gerade wegen der großen Längssteifigkeit hat das Absenken dieser Matratzen mit großer Vorsicht zu geschehen. Dabei allmählich vorzugehen wie in den oberen Stromabschnitten, ist nicht möglich; die Matratzen werden in Längen von etwa 300 m hergestellt und abgesenkt (Abb. 7). Die Befestigung der Böschung mit Steinpflasterung oder Beton ist etwa 36 m breit, das Material dazu muß oft aus beträchtlicher Entfernung beschafft werden; die Kosten der gesamten Uferbefestigung belaufen sich auf etwa 215 ℳ f. 1 lfd. m.

Grundsätzlich ist die Kommission bestrebt, das Hochwasser durch Deiche auf die Breite des eigentlichen Flußbettes zu beschränken, was eine Reihe von Vorteilen bietet: Einmal werden dadurch größere Anbauflächen geschützt, die Dämme auf den Uferhöhen mit weniger Kosten auf die erforderlichen Hochwasserordinaten gebracht und endlich das Entstehen von Querströmungen zum Schaden eines ruhigen Hochwasserabflusses und der Schiffahrt verhindert, überhaupt in mehrfacher Hinsicht die Ufer, das Flußtal und die Verbindungswege gesichert, Uferschutz- und Flußregulierungsarbeiten vereinigt.

Als die Kommission im Jahre 1882 den Bau von Deichen begann, wurde im allgemeinen die damals vorhandene Uferschutzlinie beibehalten, die seinerzeit von den Anliegern und den örtlichen Verwaltungen angelegt war. Man verfügte so bereits von vornherein über einen wenn auch niedrigen Hochwasserschutz auf fast die gleiche Stromlänge, die jetzt unter der Aufsicht der Kommission steht, und es kam sonach die Verstärkung dieser bestehenden Eindeichung eher in Frage als der Bau einer neuen Linie. Allerdings erforderte hierbei mit der fortschreitenden Einengung des Hochwassers dessen Steigen auch eine durchgehende Erhöhung der Deichkrone; sobald diese Erhöhung überall durchgeführt ist, wird auch die bisherige, an mehreren Stellen aus örtlichen Gründen vorspringende Deichlinie gekürzt und begradigt werden können.

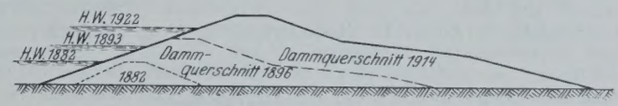


Abb. 8. Schema für das Ansteigen der Hochwasserstände.

Abb. 8 zeigt die drei Stadien dieser fortschreitenden Profilverstärkung am Beispiel des Lake-Providence-Deiches sowie das damit verbundene Wachsen der Hochwasserstände. Dieses hat namentlich zu Anfang der Verstärkungsarbeiten eine Reihe von Deichbrüchen verursacht, die jedoch beim Fortschritt der Arbeiten seltener wurden und ihren Grund in der Überflutung der unfertigen Werke bei besonders hohen Wasserständen, in schlechter Gründung oder mangelhafter Anlage des ursprünglichen Deiches hatten: Wenn ein im Verhältnis von 1 : 3 geböschter Damm eine gewisse Höhe überschreitet, kann seine Durchfeuchtung namentlich bei schlechtem Deichmaterial zu einer ernsten Gefahr werden, wenn ihre — von der vorderen Wasserlinie nach der Rückseite zu etwa unter einem Winkel von 12° abfallende — Begrenzungslinie oberhalb des rückwärtigen Böschungsfußes endet. Es sind also nach der Landseite zu Bankette anzulegen, die früher als Luxus galten, die man jetzt aber für ebenso notwendig erkannt hat wie den eigentlichen Deich selbst.

Die Ansicht, daß die Deiche wegen der sonst unvermeidlichen Aufhöhung des Flußbettes landeinwärts hätten angelegt werden müssen, ist in dieser Allgemeinheit nicht zutreffend. Die gegenwärtige Deichlinie stellt ja nur dar, was die Strombaukommission bereits 1882 voraussah; örtliche Veränderungen der Wasserstände können freilich vorkommen und zeigen dann, daß die angenommenen Deichprofile zu hoch oder zu niedrig waren. Solche Änderungen, die hinsichtlich der Länge und Höhe beschränkt sind, haben sich in größerem Umfange bisher als nicht erforderlich erwiesen.

Bisher sind am Mississippi 239 km Deiche fertiggestellt, die einen Rauminhalt von 325 Mill. m³ haben und zu ihrer Vollendung noch weitere 58 Mill. m³ erfordern werden. Ki.

Berechnung eines Konsolträgers mit Zuglasche zwischen Endquerträger und Widerlager einer eisernen Eisenbahnbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Edgar Schmidt**, Lichterfelde-West.

Es darf angenommen werden, wie bei der Berechnung des Stehblechstoßes eines Blechträgers, daß sich die Spannungen der Anschlußniete und der Zuglasche proportional den Abständen von der Schwerachse verhalten, da die Spannungen unter der Elastizitätsgrenze bleiben und nach eingetretener Formänderung der betreffende Querschnitt als eben vorausgesetzt werden darf. Es sind zwei Fälle zu unterscheiden: Für die Ermittlung der Spannung der Zuglasche ist entweder der Lochleibungsdruck der Niete oder der n Scherspannung anzunehmen. Der größere Wert ist dann für die Querschnittbemessung der Zuglasche maßgebend.

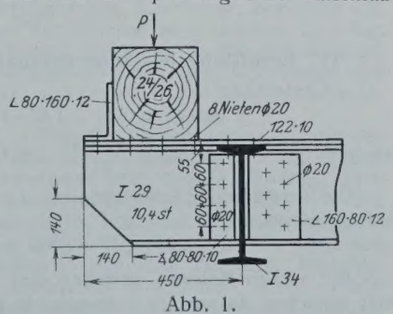


Abb. 1.

Die Berechnung kann wie folgt durchgeführt werden. Gegeben ist (Abb. 1):

Stoßzahl $\varphi = 1{,}65$ $(l = 0)$

$M_g = 0{,}05$ tm

$M_p = 10 \cdot 0{,}213 = 213$ tm (Lastenzug G)

$M_p = 2{,}13 \cdot 0{,}9 = 1{,}917$ tm (Lastenzug H)

$M_p = 2{,}13 \cdot 0{,}8 = 1{,}704$ tm (Lastenzug J).

Die Momente haben wir auf die senkrechte Nietreihe bezogen, um nicht allzu ungünstig zu rechnen, da es sich hier um die Nachrechnung einer bestehenden Brücke handelt.

I. Ermittlung der Spannungen infolge des Momentes bei Zugrundelegung des Lochleibungsdruckes.

Es ist (Abb. 1):

Querschnittfläche der Zuglasche:

$$F_z = (12{,}2 - 2 \cdot 2{,}0)\, 1{,}0 = 8{,}4 \text{ cm}^2$$

Lochleibungsfläche der Niete:

$$F_l = 4 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}04 \cdot 2{,}5 = 20{,}8 \text{ cm}^2,$$

demnach: $\Sigma F = 8{,}4 + 20{,}8 = 29{,}2 \text{ cm}^2$.

Der Schwerpunktabstand von dem untersten Niet berechnet sich aus (Abb. 2):

$$\eta = [2 \cdot 1{,}04 \cdot 2{,}5\,(1 + 2 + 3)\, 6{,}0 + 8{,}4 \cdot 24] \frac{1}{29{,}2} = \frac{388{,}8}{29{,}2} = 13{,}3 \text{ cm}.$$

Das auf die Schwerachse $s - s$ bezogene Trägheitsmoment beträgt demnach:

$$J_s = 2 \cdot 1{,}04 \cdot 2{,}5\,[1{,}3^2 + 7{,}3^2 + 13{,}3^2 + 4{,}7^2] + 8{,}4 \cdot 10{,}7^2 = 2282 \text{ cm}^4,$$

somit

$$W_o = \frac{2282}{10{,}7} = 213 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{2282}{13{,}3} = 172 \text{ cm}^3.$$

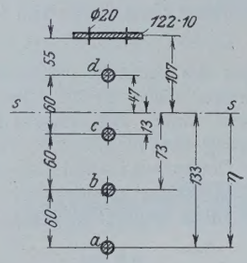


Abb. 2.

a) Spannungsnachweis für die Zuglasche.

Die Spannung der Zuglasche rrechnet sich aus:

Lastenzug G

$$\max M = 0{,}05 + 1{,}65 \cdot 2{,}13 = 3{,}565 \text{ tm},$$

daher $$\sigma_z = \frac{356\,500}{213} = 1674 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2)$$

und die Spannkraft beträgt:

$$Z = 1{,}674 \cdot 8{,}4 = 14{,}06 \text{ t}.$$

Zum Anschluß der Lasche sind acht Niete von 20 mm Durchm. vorhanden.

$$F_l = 40 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 20{,}1 \text{ cm}^2,$$

demnach $$\sigma_l = \frac{14\,060}{40} = 351 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = \frac{14\,060}{20{,}1} = \text{rd. } 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = \tau_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2).$$

Für den Lastenzug N ergibt sich:

$$\max M = 0{,}05 + 1{,}65 \cdot 2{,}663 = 4{,}444 \text{ tm}$$

$$\sigma_z = \frac{444\,400}{213} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 2{,}1 \cdot 8{,}4 = 17{,}64 \text{ t},$$

hiermit $$\sigma_l = \frac{17\,640}{40} = 441 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{17\,640}{20{,}1} = 878 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = \tau_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2).$$

Die Anschlußniete der Lasche genügen dem Lastenzug N, während die Zuglasche nur für den Lastenzug H ausreicht.

b) Spannungsnachweis für die in dem Konsolträger sitzenden Niete.

Der Lochleibungsdruck der Niete beträgt:

Lastenzug G

$$\max M = 3{,}565 \text{ tm},$$

Niet a: $$\sigma_l = \frac{356\,500}{172} = 2072 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2),$$

Niet b: $$\sigma_l = \frac{2072 \cdot 7{,}3}{13{,}3} = 1137 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2);$$

Lastenzug J

$$\max M = 0{,}05 + 1{,}65 \cdot 1{,}704 = 2{,}862 \text{ tm}$$

Niet a: $$\sigma_l = \frac{286\,000}{172} = 1664 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2).$$

Die Beanspruchung der Niete c und d braucht nicht nachgewiesen zu werden, da die Spannungen kleiner werden als die der Niete b.

II. Ermittlung der Nietspannung infolge der Querkraft.

Für den Lastenzug J ergibt sich:

$$Q_g = 0{,}26 \text{ t}$$

$$Q_p = 10{,}0 \cdot 0{,}8 = 8{,}0 \text{ t}$$

$$\max Q = 0{,}26 + 1{,}65 \cdot 8{,}0 = 13{,}46 \text{ t},$$

hiermit $$\sigma_l = \frac{13\,460}{4 \cdot 2 \cdot 1{,}04 \cdot 2{,}5} = 647 \text{ kg/cm}^2.$$

Der resultierende Lochleibungsdruck der Niete in dem Querträgersteg beträgt für den Lastenzug J:

$$\sigma_l = \sqrt{647^2 + 2072^2} = 2176 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2).$$

III. Ermittlung der Spannungen infolge des Momentes bei Zugrundelegung der Scherspannung.

Es ist:

Zuglasche: $F_z = 8{,}4 \text{ cm}^2$

Scherfläche der Niete: $F_s = 20{,}1 \text{ cm}^2$

$$\Sigma F = 8{,}4 + 20{,}1 = 28{,}5 \text{ cm}^2.$$

Die Lage der Schwerachse ergibt sich aus (Abb. 3):

$$\eta = [3{,}14 \cdot 2 \cdot 0{,}8\,(1 + 2 + 3)\, 6{,}0 + 8{,}4 \cdot 24] \frac{1}{28{,}5} = \frac{382{,}464}{28{,}5} = 13{,}4 \text{ cm},$$

und das Trägheitsmoment beträgt:

$$J_s = 3{,}14 \cdot 2 \cdot 0{,}8\,[1{,}4^2 + 7{,}4^2 + 13{,}4^2 + 4{,}6^2] + 8{,}4 \cdot 10{,}6^2 = 2560 \text{ cm}^4,$$

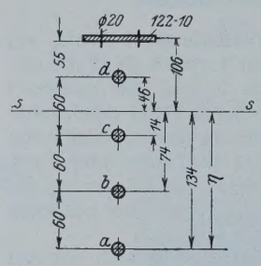


Abb. 3.

hiermit $$W_o = \frac{2560}{10{,}6} = 241 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{2560}{13{,}4} = 191 \text{ cm}^3.$$

a) Spannungsnachweis für die Zuglasche.

Die in der Zuglasche auftretende Spannung ergibt sich aus:

Lastenzug G

$$\sigma_z = \frac{356\,500}{241} = 1479 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{z\,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2),$$

somit die Spannkraft

$$Z = 1{,}479 \cdot 8{,}4 = 12{,}42 \text{ t}.$$

Die Beanspruchung der acht Anschlußniete beträgt mit:

$$F_l = 40 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 20{,}1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{12\,420}{40} = 311 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{12\,420}{20{,}1} = 618 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = \tau_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2),$$

Lastenzug N

$$\sigma_z = \frac{444\,400}{241} = 1844 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2)$$

$$Z = 1{,}844 \cdot 8{,}4 = 15{,}49 \text{ t},$$

somit $$\sigma_l = \frac{15\,490}{40} = 387 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{l\,zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau = \frac{15\,490}{20{,}1} = 771 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\tau_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2).$$

b) Spannungsnachweis für die in dem Querträger sitzenden Niete.

Die Scherspannung beträgt:

Lastenzug G

Niet a: $$\tau = \frac{356\,500}{191} = 1866 \text{ kg/cm}^2$$

Niet b: $$\tau = \frac{1866 \cdot 7{,}4}{13{,}4} = 1026 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\tau_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2);$$

Lastenzug J

$$\max M = 0{,}05 + 1{,}65 \cdot 1{,}704 = 2{,}862 \text{ tm}$$

Niet a: $$\tau = \frac{286\,200}{191} = 1497 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\tau_{zul} = 1500 \text{ kg/cm}^2).$$

IV. Ermittlung der Scherspannung infolge der Querkraft.

Lastenzug J

$$\max Q = 0{,}26 + 1{,}65 \cdot 10 \cdot 0{,}8 = 13{,}46 \text{ t},$$

hiermit $$\tau = \frac{13\,460}{20{,}1} = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

Die resultierende Scherspannung d r im Konsolträger sitzenden Niete beträgt hiernach:

$$\tau = \sqrt{1497^2 + 670^2} = 1640 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei neuen Brücken gestaltet sich diese Berechnungsweise wesentlich einfacher, da nur ein Lastenzug in Frage kommt.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das soeben erschienene Heft 3 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Dr. techn. e. h. Fritz Emperger: Die Traunfallbrücke bei Gmunden. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. — Dipl.-Ing. Prof. L. Geusen: Die freitragenden Dächer in Eisenbeton.

Hochwertiger Baustahl St 48. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, teilt mit Schreiben vom 26. Januar 1926 (82 D. 877) hinsichtlich des hochwertigen Baustahls St 48 folgendes mit:

Die am 15. Dezember 1925 in Rheinhausen zwischen Vertretern des Herrn Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt, des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute, des Deutschen Eisenbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft abgehaltene Besprechung über die mit dem hochwertigen Baustahl gemachten Erfahrungen hatte folgende Ergebnisse:

1. Die Erfahrungen mit St 48 sind im allgemeinen gut, so daß seine Verwendung, namentlich beim Bau mittlerer und größerer Brücken, mit Nachdruck gefördert werden soll.
2. Die Streckgrenze soll künftig bei der Abnahme nach der vom Eisenbahn-Zentralamt an die Abnahmebeamten am 2. Januar 1925 ergangenen Weisung festgestellt werden. Sie muß mindestens 29 kg/mm² betragen.
3. Bleche aus St 48 sind grundsätzlich auszuglühen (zu normalisieren).
4. Breiteisen aus St 48 dürfen zu Knotenblechen nur bei untergeordneten Verbänden verwendet werden.
5. Bei Knotenblechen aus Grobblech muß die Bruchdehnung nach zwei zueinander rechtwinkligen Richtlinien festgestellt werden, bei allen anderen Blechen nur in der Längsrichtung, bei Knotenblechen aus Breiteisen nur in der Walzrichtung. In jedem Falle muß die Bruchdehnung mindestens 18 % betragen.
6. St 48 ist folgendermaßen zu kennzeichnen:
   a) In den Kopf der erstarrenden Blöcke wird ein aus dem Kopf herausragendes Stück Eisen (Winkel-, Rund- oder dergl. Eisen) hineingesteckt.
   b) Jedes Stab- und Formeisen erhält nach dem Warmsägeschnitt einen Stempel St 48 und nach dem Erkalten einen durchgehenden weißen Ölfarbenstrich.
   c) Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel St 48 und nach dem Erkalten im Abstande von rd. 1 m weiße Ölfarbenkreise mit weißer Ölfarbeninschrift St 48.
   d) Bei Nieteisen wird der Kopf mit weißer Ölfarbe gestrichen.
7. Die Walzwerke stellen umgehende ernstliche Versuche in Aussicht, die Walzerzeugnisse aus St 48 in dauernd sichtbarer Weise zu kennzeichnen (Einwalzen einer Perlnaht, Aufspritzen einer Zink- oder Aluminiumschicht mit der Spritzpistole oder dergl.).

Das Eisenbahn-Zentralamt haben wir beauftragt, die „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl" vom November 1924 den Vereinbarungen entsprechend zu ergänzen und Deckblätter zu den Vorschriften herauszugeben. Diese Deckblätter können demnächst vom Eisenbahn-Zentralamt bezogen werden.

Die 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet statt am 4. März 1926 vormittags im Gelben Saale des Hotels „Der Kaiserhof", Berlin, ferner an demselben Tage von 1½ Uhr nachmittags, sowie am 5. und 6. März von 9½ Uhr vormittags ab im Beethovensaal der „Philharmonie", Köthener Straße 32. Der Vormittag des ersten Tages ist nur den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet. Nur Mitglieder haben Zutritt.

Zu den übrigen angegebenen Zeiten werden für Mitglieder und Gäste folgende Vorträge gehalten:

Donnerstag, den 4. März: 1. Über die Einwirkung von wiederholten Druckbelastungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton, Dr.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B. 2. Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite, Regierungsbaumeister a. D. Schmidt, i. Fa. Hüser & Cie., Obercassel, Siegkreis. 3. Eisenbahnbrücke über die Oker bei Braunschweig als Dreigelenk-Betonbogen, Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Möller, Braunschweig.

Freitag, den 5. März: 4. Die Bauausführungen an der Kachletstufe, Oberbaudirektor Prof. Dantscher, München. 5. Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerks, Prof. Dipl.-Ing. Georg Rüth, Biebrich a. Rh. 6. Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika seit 1913; Beobachtungen auf einer Studienreise im Jahre 1925, Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 7. Die Betriebseinrichtung beim Bau der Schleuse zu Flaesheim, Dipl.-Ing. Eggers, i. Fa. Hüser & Cie., Obercassel, Siegkreis. 8. Die Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse Anderten, Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, i. Fa. Beton- und Monierbau A.-G., Berlin.

Sonnabend, den 6. März: 9. Über die Kornzusammensetzung des Betons, Prof. Otto Graf, Stuttgart. 10. Neuere Ausführungen von Fördertürmen und Fördergerüsten in Eisenbeton und ihre Berechnung, Prof. Dr.-Ing. Kögler, Regierungsbaumeister a. D., Freiberg i. Sa. 11. Die Bauwerke der Münchener Abwasseranlagen, Dipl.-Ing. Heinrich Keppner, technischer Direktor der „Mittleren Isar A.-G.", München. 12. Über den Bau der Talsperre Vöhrenbach i. Baden in aufgelöster Bauweise, Dipl.-Ing. Karl Bechtel, Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. 13. Über das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig, Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin. 14. Die Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen, Baurat Dr.-Ing. Agatz vom Hafenbauamt Bremen. — Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

Aus dem Reichshaushalt für 1926. Einnahmen und Ausgaben gleichen sich aus mit zusammen 7 713 873 515 R.-M. für die allgemeine Reichsverwaltung und 1 518 215 780 für die Kriegslasten. Für allgemeine technische und bautechnische Ausgaben kommt fast ausschließlich der Haushalt des Reichsverkehrsministeriums, in diesem wieder das Reichskanalamt in Frage. Es erscheinen:

Laufende Ausgaben:

Verschiedenes: 465 500 R.-M. für Baggerarbeiten; 1 344 700 für Unterhaltung von Schleusen und Hafenbauwerken, Eisenbahn- und Straßenbrücken, Beleuchtungs-, Telegraphen- und Fernsprechanlagen; 1 083 000 für Unterhaltung und Betrieb der Werft Saatsee bei Rendsburg; 265 620 für Betriebskosten der Maschinen- und Dampfkesselanlagen usw. für Schleusen, Brücken usw.

Auf das Reich übergegangene Wasserstraßen der Länder: 10 800 000 R.-M. als Pauschsumme zur Erstattung persönlicher und sächlicher Ausgaben der Länder für die Verwaltung der Reichswasserstraßen ausschließlich der persönlichen Ausgaben Preußens für den Schleppbetrieb auf dem Rhein-Weser-Kanal; 26 000 000 für Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen; 18 500 000 für Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen einschließlich des Seezeichen- und Lotsenwesens; 6000 für Bergung von in Seenot befindlichen Schiffen; 400 000 für Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr; 8000 zur Verfügung für literarische und gemeinnützige Zwecke im Fache der Baukunst und Bauwissenschaft; 26 500 für das Verkehrs- und Baumuseum in Berlin; 142 600 für laufende Ausgaben für die Kraftausnutzung der Staustufe der Oder bei Jannowitz und Kopen; 49 738 für die Beteiligung des Reiches an der Teltowkanal-A.-G.; 2 031000 für den Schleppbetrieb auf dem Rhein-Weser-Kanal; 10125 000 für allgemeine Bewilligungen auf dem Gebiete des Luft- und Kraftfahrwesens; 365 000 für allgemeine Bewilligungen auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens.

Ferner einmalige Ausgaben innerhalb des ordentlichen Haushalts der Reichswasserstraßenverwaltung:

I. Binnenwasserstraßen:

Preußen.

Insgesamt 8 787 200 R.-M., im einzelnen u. a.: 242 000 für Verbesserung der Oderschiffahrtstraße bei Breslau im Zusammenhange mit der Ausführung des Gesetzes betreffend die Herstellung und den Ausbau von Wasserstraßen vom 1. April 1905, 9. Ergänzungs- und Restbetrag; 240 000 für Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau, 2. Teilbetrag; 123 000 für Ausbaggerung des Ottoker Altarmes unterhalb Coselhafen zur Herstellung von Schiffsliegeplätzen, Rest; 1 500 000 für Beitrag zu den Kosten für den Umbau der Ostbahnbrücken über die Oder und Warthe bei Küstrin einschließlich Beseitigung des Mastenkranpfeilers unterhalb der Ostbahnbrücke über die Warthe; 150 000 für Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Groschowitz der kanalisierten oberen Oder, 1. Teilbetrag; 120 000 für Ufersicherungen an der Müggelspree von km 12,000 bis 44,975, 2. Teilbetrag; 95 000 für Baggerungen in der Dahmewasserstraße von Güssow bis Cablow, km 20,8 bis 15,0, Rest; 60 000 für Verbesserung der oberen Havelwasserstraße durch Baggerungen; 211 500 für Beitrag zu den Kosten der Regulierung der Schnellen Havel, Rest; 107 000 für Neubau und Ausbau von Freiarchen in der oberen Havelwasserstraße; 65 000 für Schaffung von Schiffsliegestellen durch Verbreiterung des Voßkanals bei Zehdenick; 120 000 für Niedrigwasserausbau der Elbe bei Storkau, km 396, 2. Teilbetrag; 250 000 für Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirk des Wasserbauamts Wittenberge von km 442,50 bis 502,50, 2. Teilbetrag; 51 000 für Verbesserung der Stromverhältnisse oberhalb der Elbstraßenbrücke bei Torgau, km 153,49 bis 154,00, Rest; 160 000 für Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers der Elbe bei km 189/190 (Clödener Enge), 1. Teilbetrag; 91 000 für Bau eines Deckwerkes am rechten Ufer der Elbe vor dem Presterschen Flügeldeich bei km 321,7; 109 000 für Beseitigung von Untiefen vor der Mündung der Alten Elbe bei km 330,0, 1. Teilbetrag; 134 000 für Verlängerung von zwei Buhnengruppen bis zu 20 m im Wasserbauamtsbezirk Lauenburg km 574/575, 1. Teilbetrag; 65 000 für Herstellung eines Gleisanschlusses an die Reichsbahn für die Staatswerft Magdeburg-Rothensee; 200 000 für Maßnahmen zur Beseitigung von Stauschäden an der kanalisierten Aller, 2. Ergänzungsbetrag; 200 000 für Herstellung von zwölf Dammwärterhäusern und Ausführung weiterer Sicherheitsmaßnahmen am Ems-Weser-Kanal, 1. Teilbetrag; 145 000 für Vor- und Entwurfsarbeiten für die Kanalisierung der Werra von Hann.-Münden bis Eschwege; 50 000 für Einrichtung elektrischen Antriebes für die Tore und Schütze und elektrischer Beleuchtung für die Schleuse Dörverden; 60 000 für den Bau eines Deckwerkes am rechten Weserufer bei Bollen, km 352,2 bis km 352,8, 1. Teilbetrag; 150 000 für Vorarbeiten für die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen; 250 000 für Herstellung von Schiffsliegeplätzen am Ems-Weser-Kanal bei Minden und Lohnde und Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals, Rest; 123 000 für Bau eines Arbeiterspeisehauses mit Wasch- und Badeeinrichtung für das Maschinenbauamt in Minden; 55 000 für einmalige Beschaffung eines Vorrats an Bau- und Betriebsstoffen für das Maschinenbauamt Minden; 41 800 für Anbau einer Schiffsbauhalle an den

Südflügel der Hauptwerkstätte der Staatswerft Minden; 70 000 für Sicherheitsmaßnahmen an den Dämmen des Dortmund-Ems-Kanals oberhalb des Henrichenburger Hebewerks; 60 000 für Erweiterung des unteren Vorhafens des Henrichenburger Hebewerks am Dortmund-Ems-Kanal; 1 200 000 für Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Emscher, 2. Teilbetrag; 60 000 für Umbau der Rollschütze in den Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals, 1. Teilbetrag; 62 000 für Erneuerung von Dalben und Leitwerken in den Vorhäfen der Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals; 80 000 für Wiederherstellung des beschädigten Oberhauptes der alten Schleuse Hüntel; 120 000 für Untersuchung der hydrologischen Verhältnisse der Ems und Vorarbeiten zur Erlangung eines Entwurfs für eine Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals; 154 900 für Beseitigung von Bergschäden an den Ufern, Dämmen und Bauwerken des Rhein-Herne-Kanals und des Dortmund-Ems-Kanals; 48 000 für Neubau einer Schreinerei des Maschinenbauamts in Herne; 144 000 für Verstärkung der Hellinganlage des Maschinenbauamts in Herne; 450 000 für Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort, 10. Ergänzungsbetrag; 120 000 für Verbesserung der Schifffahrtverhältnisse im Binger Loch, Rest; 42 000 für Herstellung eines zweiten Fahrwassers im Rhein auf der Stromstrecke von km 49,5 bis km 50,5, oberhalb des Kammerecks.

Bayern.

Insgesamt 384 000 R.-M., im einzelnen u. a.: 114 000 für Einführung des elektrischen Betriebes an den Schleusen Mainaschaff, Kleinostheim und Großwelzheim; 70 000 für Erneuerung der Gründung eines Wehres der kanalisierten Altmühl; 200 000 für Beteiligung des Reiches am Umbau der Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf.

Bayern und Baden.

700 000 R.-M. für Nachregulierung des Rheins auf der Strecke zwischen Mannheim (Rheinau) und Sondernheim, 2. Teilbetrag.

Sachsen.

Insgesamt 300 000 R.-M., im einzelnen u. a.: 150 000 für Ausbau des Niederwasserbetts der Elbe zwischen dem Rehbock oberhalb Meißen und der Eisenbahnbrücke daselbst, 5. Teilbetrag; 150 000 für Elbstromregelung bei Niederwartha.

Hessen.

Insgesamt 272 000 R.-M., im einzelnen u. a.: 120 000 für Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein bei Nackenheim, km 319 bis 321, 1. Teilbetrag; 152 000 für Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein unterhalb der Eisenbahnbrücke bei Worms, km 279 bis 281,1, 1. Teilbetrag.

Hamburg.

80 000 R.-M. für Ausbau des rechten Elbufers oberhalb Geesthacht bei km 583, 1. Teilbetrag.

Mecklenburg-Schwerin.

Insgesamt 825 000 R.-M., im einzelnen u. a.: 300 000 für Regulierung der Warnow zwischen Bötzow und Rostock, 4. Teilbetrag; 400 000 für Verbesserung der Elde-Wasserstraße zwischen Kuppentin und Plau, 2. Teilbetrag; 42 000 für Kostenzuschuß zum Umbau der Eisenbahndrehbrücke über die Elde bei Neustadt in eine feste eiserne Brücke ohne Mittelpfeiler; 83 000 für Umbau des Kanals Güritz—Grabow, 1. Teilbetrag.

Mecklenburg-Strelitz.

320 000 R.-M. für den Ausbau des Kammer-Kanals, 4. Teilbetrag.

Oldenburg.

200 000 R.-M. für Begradigung der unteren Hunte einschließlich Deichverlegungen, 1. Ergänzungsbetrag.

Anhalt.

80 000 R.-M. für Neubau eines Deckwerkes ober- nnd unterhalb der Elbbrücke bei Roßlau und eines Parallelwerkes oberhalb der Elbbrücke von km 257,472 bis 258,075, 1. Teilbetrag. (Schluß folgt.)

Wirtschaftlich-technische Betrachtungen des neuzeitlichen Straßenbaues[1]), insbesondere Walzasphalt, bildeten den Gegenstand eines Vortrages, den Dr.-Ing. Bösenberg im Architekten-Verein zu Berlin hielt. Nachdem der Vortragende eine Übersicht der in Deutschland heute vorhandenen Straßenbefestigungen gegeben hatte, besprach er die Vor- und Nachteile verschiedener für den neuzeitlichen Verkehr in Frage kommenden Deckarten und stellt danach fest, daß heute 40 000 km vorhandene Schotterstraßen umzubauen sind.

Als bewährtestes und wirtschaftlichstes Mittel empfahl er dazu das in Deutschland als „Mexphalt" und „Spramex" in den Handel kommende mexikanische Bitumen, das zu fast 99,8 % rein herstellbar und nach seiner Ansicht den im Straßenbau vielfach verwendeten zahlreichen Teererzeugnissen an Güte und damit auch in der Wirtschaftlichkeit überlegen ist. An Hand von Lichtbildern und einer Filmvorführung erläuterte Dr. Bösenberg Erzeugung, Verarbeitung und Verwendung der in der Mineralölfabrik Rhenania in Monheim (Rhld.) hergestellten obengenannten Erzeugnisse und gab damit ein anschauliches Bild der Wiederherstellung zerfahrener und schadhafter Straßen. In der sich anschließenden Aussprache blieben freilich seine Vergleiche zwischen den mit reinem Bitumen hergestellten Straßendecken einerseits, und den gewöhnlichen Teerstraßen sowie den Betonstraßen anderseits zugunsten der ersteren nicht unwidersprochen[2]). Daß das Kleinpflaster besonders wettbewerbsfähig ist, hatte der Vortragende selbst erwähnt, es fanden jedoch außerdem sowohl die Betonstraßen wie die Tränkung mit einheimischen Teererzeugnissen Verteidiger;[2]) dennoch wurde aus der Versammlung heraus wie auch vom Vorsitzenden der Vortrag begrüßt als ein neuer wertvoller Beitrag zur Lösung der schwierigen und für Deutschland brennenden Aufgabe, nach Witterung, Lage, Verkehrs- und Rohstoffverhältnissen einen jeweils möglichst geeigneten Straßenbaustoff zu finden. Ki.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 10: Bau einer Versuchsstraße bei Braunschweig.

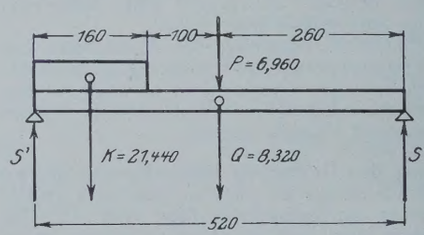
[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 22: Mitt. der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau; Heft 25: Neues Verfahren zur Befestigung von Landstraßen; Heft 30: Walzasphalt für Straßenbau; Heft 34: Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Frankreich; Heft 37: Brix, Vortrag auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau; Heft 39: Speck, Etwas vom Kleinpflaster; Heft 42: Neumann, Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung; Heft 43: Neumann, Die Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart; Heft 43: Behandlung von Chausseen und Makadamstraßen mit Sulfitlauge; Heft 47: Euting, Die Ausführung von Kleinpflaster auf Landstraßen; Heft 48: Wagner und Speck, Etwas vom Kleinpflaster; Heft 48 bis 50: Neumann, Technik des nordamerikanischen Straßenbaues; Heft 51: Nessenius, Neuerungen im Landstraßenbau.

Berichtigung zum Beton-Kalender 1926. Im Beton-Kalender 1926, I, ist im Abschnitt „Statische Berechnung der Eisenbetonbauten" unter I. B. Schubspannungen, S. 297 u. f. die Schubbewehrung bei Balken nach Maßgabe der neuen „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" vom 9. September 1925 behandelt.

§ 18, Ziff. 4, Abs. 3 der genannten Bestimmungen lautet: „In Balken oder Balkenfeldern, in denen die größte Schubspannung τ_0 bei Handelszement nicht über 4 kg/cm², bei hochwertigem Zement nicht über 5,5 kg/cm² hinausgeht, wird kein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung gefordert. Ist die größte Schubspannung über 4 bezw. 5,5 kg/cm², so sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides zusammen aufzunehmen (Schubsicherung)."

In meiner Abhandlung im Beton-Kalender 1926 ist mir eine grundsätzliche Mißdeutung unterlaufen. Ich habe den Ausdruck „auf der betreffenden Feldseite" so ausgelegt, daß von der Stelle an, wo die Schubspannungen den Wert 4 bezw. 5,5 kg/cm² erreichen, bis zum Auflager alle Schubspannungen durch Eisen aufzunehmen sind. Gemeint ist jedoch, daß bei Überschreitung des Wertes 4 bezw. 5,5 kg/cm² alle Schubspannungen vom Bruchquerschnitt bis zum Auflager durch die Schubsicherung aufzunehmen sind.

Es sei in diesem Zusammenhang auf das soeben erschienene Werk von Prof. B. Löser „Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925", Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, verwiesen und das Wesentliche aus dem dort angeführten Beispiel 28 auf S. 83 hier wiedergegeben.



$S' = 25{,}781$ t $\quad \tau_0$ links $= 9{,}22$ kg/cm²
$S'' = 10{,}939$ „ $\quad \tau_0$ rechts $= 3{,}9$ „

Bruchquerschnitt unter P in Balkenmitte.

Die zulässige Schubspannung ist am linken Auflager überschritten, am rechten jedoch nicht erreicht. Folglich ist volle Schubsicherung auf der ganzen linken Balkenhälfte, von S' bis zur Mitte (Bruchquerschnitt) erforderlich. Auf der rechten Hälfte ist der Nachweis der Schubbewehrung nicht nötig.

Im Beton-Kalender 1926 ist im Abschnitt über Schubspannungen, S. 297 u. f., sowie in dem Zahlenbeispiel S. 300 und in dem Beispiel 5, S. 320 u. 321 dementsprechend das Gesagte zu berücksichtigen.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Becker von Königsberg i. Pr. als Vorstand an das neu errichtete Vorarbeitenamt in Meppen; der Regierungsbaumeister (W.) Untiedt von Rheine als Mitarbeiter dorthin.

Gestorben: der Geheime Regierungsrat Dr. h. c. Emil Krüger, Hannover, früher ordentlicher Professor an der Landwirtschaftlichen Hochschule Berlin.

INHALT: Franz Grashof als Forscher und Lehrer. — Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung. — Eiserne Spundwände. — Die Regulierung des Mississippi. — Berechnung eines Konsolträgers mit Zuglasche zwischen Endquerträger und Widerlager einer eisernen Eisenbahnbrücke. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Hochwertiger Baustahl St. 48. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) — Aus dem Reichshaushalt für 1926. — Wirtschaftlich-technische Betrachtungen des neuzeitlichen Straßenbaues. — Berichtigung zum Beton-Kalender 1926. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 12. Februar 1926 | Heft 7

Die Beseitigung der Grundwasserüberflutungen und die Ableitung des Grundwassers in den verseuchten Wohnbezirken von Hohen-Neuendorf bei Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat **Bauer,** Berlin.

Einleitung.

In einem rd. 220 ha großen Teil der Gemarkung Hohen-Neuendorf wurde etwa seit dem Jahre 1910 ein langsames, aber stetiges Steigen des Grundwassers beobachtet, das allmählich in die Keller der Gebäude drang, sie durchnäßte und außer gesundheitlichen Schäden auch eine starke Entwertung der Grundstücke und der betroffenen Gartenanlagen zur Folge hatte.

Es ergaben sich Verrottungen der Wohngebäude, deren Gebälk und Holzwerk durch Fäulnis und Schwammbildungen aller Art zum Teil vernichtet wurde. Ein nicht unbeträchtlicher Teil der Wohnungen mußte wegen Gesundheits- und Durchbruchgefahr geräumt werden, was die vor den Toren Berlins gelegene, etwa 10 000 Bewohner zählende und im Aufblühen begriffene Gemeinde mit Rücksicht auf die an sich schon herrschende Wohnungsnot besonders schwer traf. Abb. 1 zeigt den Lageplan und Umfang des Seuchengebietes, Abb. 2 und 3 lassen die zerstörende Wirkung des Grundwassers auf Mauer- und Holzwerk mit Schwammbildung in den Häusern erkennen.

Abb. 1. Lageplan und Umfang des Seuchengebietes.

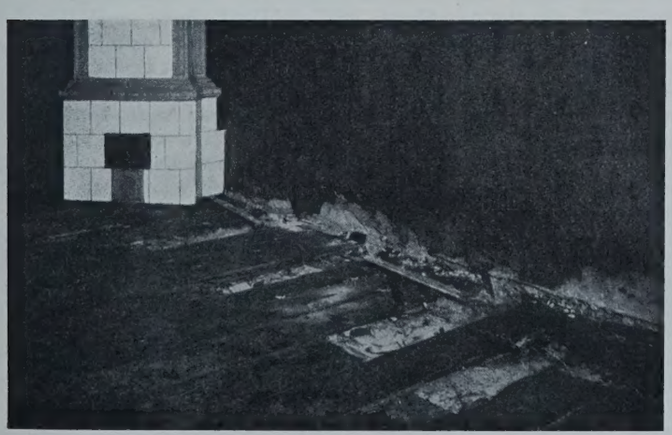


Abb. 2. Zerstörende Wirkung des Grundwassers auf Mauer- und Holzwerk mit Schwammbildungen in den Häusern.

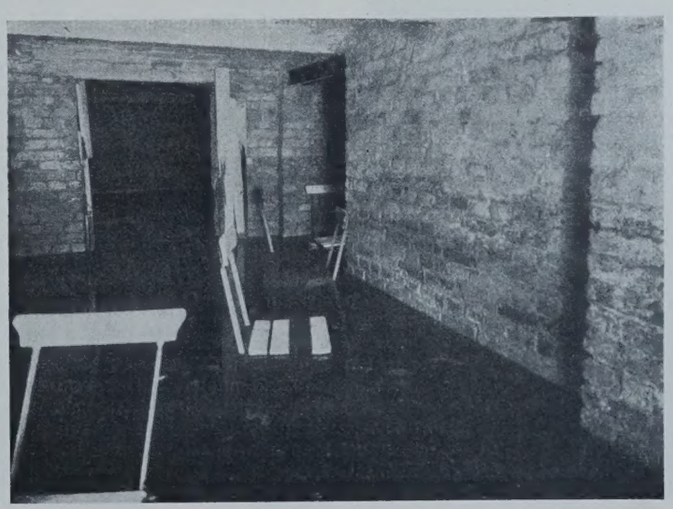


Abb. 3. Zerstörende Wirkung des Grundwassers auf Mauer- und Holzwerk mit Schwammbildungen in den Häusern.

Die Untersuchungen zur Feststellung der Ursache der katastrophalen Erscheinungen hatten kein einwandfreies Ergebnis; erst systematisch angestellte Grundwasserstandsbeobachtungen in Verbindung mit genauen geologischen Feststellungen gaben die Gewißheit, daß die Ursachen dieser fortschreitenden Grundwasserstaubildung auf die Auffüllung eines etwa 10 ha großen Geländes, des auf Frohnauer und Stolper Gebiet gelegenen sogenannten Bergpfuhls, zurückzuführen waren. Dieses südlich der Gemarkung Hohen-Neuendorf gelegene Luch bildete für den größten Teil der dortigen Niederschlag- und Sickerwässer ein großes natürliches Sammel-, Ausgleich- und Rückhaltebecken und wirkte durch Verdunstung und Überlauf in vorhandene Fließe regelnd auf die jeweiligen Grundwasserstände des vorbezeichneten nördlichen Gemarkungsteiles. Außerdem dienten bei entsprechend hohem Wasserstande im Luch Gräben, wenn auch nicht vorwiegend, als Abfluß- und Versickerungsanlagen. Die Grabenläufe hatten teilweise Vorflut nach dem tiefer gelegenen Hubertus-See und von dort durch verschiedene Fließe, wie Biesel- und Kindelfließ, durch das größere Tegelfließ zu dem Hauptvorfluter, der Havel.

Die Verdunstung wirkt bekanntlich am stärksten bei einem mit Wasser gesättigten Boden, der mit Pflanzen bedeckt ist, wie es hier bei dem moorerdehaltigen, 2 m tiefen Luch der Fall war; sie beträgt im vorliegenden Fall nur etwa $^1/_3$ bis $^1/_4$.

Durch die erwähnte Zufüllung des großen Luches und die teilweise Beseitigung der Grabenläufe mußten sich naturgemäß, entsprechend der Geländegestaltung, allmählich die Bodenschichten der Gemarkung Hohen-Neuendorf immer mehr mit Grundwasser anreichern und im Laufe der Zeit die wasserführenden Bodenschichten ein großes unterirdisches Wasserbecken bilden. Daß trotzdem sowohl einzelne als auch mehrere nebeneinander gelegene Grundstücke von den Grundwasserschäden verschont geblieben sind, ist auf die starke Bodenverwerfung, die wechselnden Schichtstriche der Formation und auf die Eigenart der Bodenstruktur zurückzuführen.

Im allgemeinen befindet sich an der Oberfläche des durch den hohen Grundwasserstand in Mitleidenschaft gezogenen Gebietes feinster Dünensand (Flugsand), dessen Korngröße zwischen 1 bis 0,05 mm schwankt, und der seine Entstehung den Schmelzwässern des diluvialen Inlandeises verdankt. Darunter befindet sich in wechselnder Stärke bis 12 m schwach wasserführender sandiger Lehm und lehmiger Sand. Alsdann wird eine stark wasserführende, etwa 4 m starke Kiessandschicht angetroffen, deren Wasser artesisch gespannt ist und eine piezometrische Höhe bis rd. 1,40 m unter Geländeoberfläche aufweist, von deren Wirkung noch später die Rede sein soll, insofern dieser Wasserträger als zweites Wasserstockwerk bei dem Grundwasserstau keine unbedeutende Rolle spielte. Hierauf folgt eine etwa 22 m starke Geschiebemergel- und fette Tonschicht, worauf wieder eine stark wasserführende Kiessandschicht folgt, deren Wasser ebenfalls mittels Rohrbrunnen für menschliche Zwecke Verwendung findet. Die oberen Lehmschichten sind schon in geringer Tiefe kalkhaltig und bilden dort eine Art Geschiebemergel.

Bezüglich des Grundwassers konnte festgestellt werden, daß es zum größeren Teil durch Infiltration und zum kleineren Teil durch Kondensation entstanden war. Bei der Infiltration spielte sich der Vorgang etwa folgendermaßen ab: Der in dem Boden versickernde Teil des Niederschlagwassers wurde zunächst in Bodenfeuchtigkeit umgesetzt, die die Poren und kapillaren Zwischenräume (Abb. 4) bis zur Sättigung füllte; erst durch weitere Niederschläge, d. h. wenn die volle Wasserkapazität erreicht war, füllte der Überschuß an Sickerwasser die nichtkapillaren Zwischenräume aus. Jetzt erst bildete sich das eigentliche Grundwasser im Wasserträger auf der wasserundurchlässigen Schicht. Das bedeutet aber, wie auch durch Messungen einwandfrei festgestellt ist, daß die Grundwasserstände nicht immer im geraden Verhältnis zu den atmosphärischen Niederschlägen zu stehen brauchen.

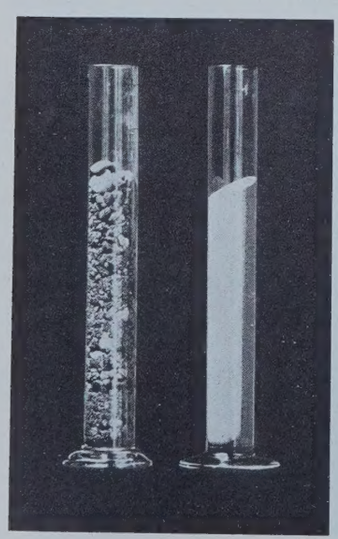


Abb. 4. Angetroffene kapillare und nichtkapillare Bodenarten.

Ein weit kleinerer Teil an Grundwasser entstand als Niederschlagerzeugnis der Luftfeuchtigkeit in den Bodenschichten. Der in der Grundluft enthaltene Wasserdampf folgte wegen der geringen Geschwindigkeit dieser Grundluft dem Spannungsgefälle und schlug sich an den Punkten der geringsten Spannung unter gewissen Voraussetzungen als Grundwasser nieder.

Dieses waren die auf Grund der Voruntersuchungen im großen und ganzen angetroffenen allgemeinen geologischen und hydrologischen Verhältnisse. Es war im Untergrunde gewissermaßen ein Wasserdruckkeil entstanden, dessen Ordinaten mit wachsender Entfernung vom tiefsten Punkte immer kleiner wurden, was wiederum bedingte, daß infolge der hohen Bodenkapillarität und in Ermangelung einer genügend großen Kohäsionskraft die Schwerkraft auf die einzelnen Wassermoleküle kaum noch wirkte. Es mußte daher auf künstlichem Wege versucht werden, ausreichende Schwerkraftbedingungen zu schaffen und diese möglichst nahe und in genügendem Ausmaße den Verseuchungsgebieten zuzuführen.

Das im Untergrunde befindliche Wasser stand also in der Hauptsache unter dem Einfluß von zwei Molekularkräften (Abb. 5):

1. der Kohäsion, d. h. der Anziehungskraft der einzelnen Wassermoleküle gegeneinander, und
2. der Adhäsion, d. h. der gegenseitigen Anziehungskraft zwischen Grundwasserteilchen und Bodenteilchen.

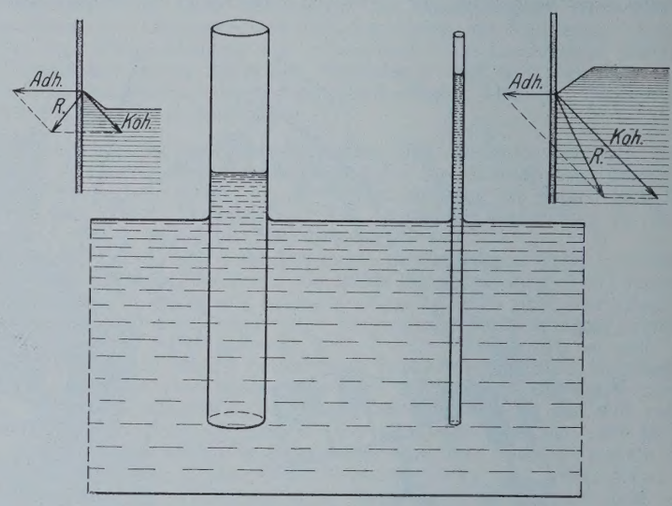


Abb. 5. Schematische Wirkungsweise der Bodenarten auf den Grundwasserstand.

Die Kohäsion hielt die Grundwasserteilchen zusammen, die Adhäsion hielt sie an den Bodenteilchen fest. Je nach Art und Lagerung der Bodenteilchen wirkten sich diese Molekularkräfte nun verschieden aufeinander aus.

Bei der Bodenlagerung konnte man drei Arten von Zwischenräumen unterscheiden, die entweder als Merkmale der Bodenschichten oder als Merkmale der Einzelbestandteile der Bodenschichten anzusehen waren. Zu den ersteren gehören die kapillaren und die nichtkapillaren Zwischenräume, zu den letzteren die sogenannten Bodenporen.

Kapillare Zwischenräume sind solche, durch die infolge ihrer Abmessung und des engen Aneinanderschlusses gleichgearteter Hohlräume eine Erhebung des Grundwassers durch Kapillarwirkung stattfindet, nichtkapillare Zwischenräume sind für eine solche Erhebung zu groß.

Die außerordentlich kleinen Zwischenräume oder Poren bildeten nur Eigentümlichkeiten des Bodenmaterials, sie unterlagen keinerlei Veränderungen.

Hieraus folgte, daß bei Abnahme des Porenvolumens, d. h. bei Abnahme des Gesamtinhaltes aller Zwischenräume die Kapillarwirkung des Bodens zu- und die Abflußwirkung abnehmen mußte. Diesen durch den Grundwasserstau und die Eigenart der Bodenstruktur gegebenen Verhältnissen mußten alle weiteren Maßnahmen angepaßt werden. Eine Öffnung des aufgefüllten Luches und eine Durchlegung von Abflußgräben sowie eines Hauptgrabenlaufes konnte keine ausreichende Entwässerung der verseuchten Gebiete gewährleisten, da nach den Feststellungen das vorhandene gesamte Porenvolumen eine zu geringe Zuflußmöglichkeit ergeben hätte und außerdem erhebliche Geländeeinschnitte sowie ein besonderer technischer Ausbau erforderlich gewesen wären. Eine solche Vorflutanlage konnte deshalb wegen der für sie nötigen Abmessungen die Wirkung des früher bestandenen großen Ausgleichbeckens mit seiner eigenartigen, aufsaugenden und verdunstenden Tätigkeit nicht entfernt ersetzen. Ferner wären, sofern sie einigermaßen sicher und einwandfrei arbeiten sollte, ihre Kosten bedeutend höher gewesen als die der nachstehend beschriebenen Anlage. Endlich hätten sich offene Zubringergräben in dem Straßennetze von Hohen-Neuendorf schon aus verkehrstechnischen Gründen nicht ohne weiteres ausführen lassen.

Unter Berücksichtigung alles dessen wie auch im Hinblick auf die spätere Entwicklung des Ortes war und blieb daher der einzige Vorfluter, der allein für eine unmittelbare Grundwasserableitung in Frage kommen konnte, die Havel. Wie dieser Vorfluter mittels einer betriebssicheren und wirksamen Grundwassersenkungs- und -ableitungsanlage verhältnismäßig preiswert zu erreichen war, soll nachstehend dargetan werden.

Umfang des Bauentwurfs.

Ein großer Teil der Gemarkung Hohen-Neuendorf liegt auf einer Geländeplatte etwa 20 m über dem mittleren Wasserspiegel der Havel. Dieses Gebiet, hat, wie eingangs bemerkt, eine Gesamtgröße von 220 ha und weist nicht unerhebliche Geländeunterschiede auf. Die am stärksten besiedelten Wohnflächen liegen am tiefsten. Die Niederschlagwässer, die auf diesen Gebieten zur Versickerung kommen, fließen — soweit sie nicht durch Sand und Kieseinlagerungen schnellere Ableitung finden — nur langsam ab. Um das sich stauende Grundwasser schnell und sicher abzuleiten, wurde es notwendig, das gesamte Gebiet durch besondere Drainage- und Rohrleitungen in kombiniertem System zu entwässern.

Der Entwurf umfaßt die erforderlichen Berechnungsunterlagen, einen Lageplan der Grundwasserableitung, die dazugehörigen Höhenpläne, die erforderlichen Sonderbauwerke, einen Flächenentwässerungsplan, einen Lageplan der unter Grundwasserstau liegenden Ortsteile und einen Bodenschichtenplan mit Beobachtungsbrunnen für die Grundwasserstände sowie eine Massen- und Kostenermittlung.

Erforderliche Maßnahmen, Ermittlungen und besondere Anordnungen.

Das anfallende Sickerwasser sowie der einen schädlichen Einfluß ausübende Teil des Grundwassers wird mittels stark wirkender Seitendrainagen und Querschläge dem gesamten Entwässerungsgebiet entzogen. Alsdann werden die auf diese Weise aufgenommenen Grundwassermengen durch die Vorflutleitungen der Drainagekörper zwei Hauptsammelleitungen von ähnlicher Konstruktion zugeführt.

Die südliche Hauptsammelleitung verläuft entsprechend der Geländegestaltung an der südlichen Gemarkungsgrenze und durchzieht, nachdem sie die Nebensammlerstränge der Ruhwald- und Florastraße aufgenommen hat, im Zuge der Stolper, Prinz-Heinrich-, Kurfürsten-, Ritter- und Prinz-Eitel-Straße. Die nördliche Hauptsammelleitung hat ihren Hochpunkt in der Nähe des Bahnhofs Hohen-Neuendorf und verläuft im Zuge der Schönfließer, Haupt- und Jägerstraße bis Ecke Prinz-Eitel-Straße. Hier treffen beide Sammler zusammen und geben ihre Grundwassermenge an eine gemeinsame Gefälleitung ohne Drainage ab. Diese führt im Zuge der Veltheimstraße bis zu dem offenen Grabenlauf unweit der Kreuzung Veltheim- und Veltener Straße. Von hier aus wird das Grundwasser in einem offenen, faschinierten Grabenlauf bis zur Mündung in die Havel weitergeführt.

Für die Linienführung der Drainagen und Leitungen waren in erster Linie der ermittelte Grundwasserstand sowie Größe und Häufigkeit der Schäden der unter zu hohem Grundwasserstande leidenden Grundstücke maßgebend.

Für Berechnung, Bemessung und Ausbau des Entwässerungsnetzes wurden die jeweils dazugehörigen Grenzflächen berücksichtigt.

Die Niederschlagmenge für die Grenzflächen bezw. die gesamte Entwässerungsfläche teilt sich:

1. in eine solche, die verdunstet,
2. in eine solche, die als Oberflächenwasser abfließt und
3. in eine solche, die auf den Straßen-, Hof- und Geländeflächen versickert.

Die Verdunstungsmenge darf unberücksichtigt bleiben, da mit Rücksicht auf die in der Hauptsache oberirdisch abfließende Wassermenge die betreffenden Flächen durch den Niederschlag nicht besonders stark durchfeuchtet werden. Eine Verringerung des gefallenen Regens durch Verdunstung kommt für die Berechnung gewöhnlich nicht in Frage, da einem Sturzregen meist schwächere Regen vorangehen, die die betroffenen Flächen schon durchfeuchtet haben. Die abfließenden Wassermengen, d. h. die Oberflächenwässer, werden nach dem heutigen Zustande in dem Gebiet nordwestlich der Bahn teilweise in Teichen aufgespeichert und versickern hier. Südöstlich der Bahn, in dem durch die Schönfließer Straße, die Eisenbahn und durch die Helenen- und Klarastraße begrenzten Gebiet, das eine Fläche von rd. 20 ha hat, findet das abfließende Wasser natürliche Vorflut nach Südosten. Ferner bildet eine natürliche Vorflut für das abfließende Wasser in dem Gebiet der Florastraße der an der dortigen Grenze befindliche Graben. Für diese Flächen sind nur die versickernden Wassermengen abzuführen.

Das gesamte in Betracht kommende Einzugsgebiet beträgt rd. 220 ha $= 2{,}2$ km^2. Berücksichtigt man die mittlere Jahresregenhöhe für Berlin mit ungefähr 600 mm, so ergibt sich ein Gesamtjahresniederschlag von rd. 1 320 000 m^3. Für Verdunstung können etwa 25 %, d. h. rd. 330 000 m^3, gerechnet werden. Wird der Abflußkoeffizient im Havelgebiet mit rd. 0,25 in Rechnung gestellt, so ergibt sich ein Jahresoberflächenablauf von rd. 330 000 m^3.

Das mittlere Jahressickerwasser beträgt rd. 50 % des Gesamtniederschlages $=$ 660 000 m^3. Unter Berücksichtigung von 200 mm Regenhöhe und bei Annahme eines mittleren Jahressickerwassers von 50 % des Regenfalles ergeben sich 1,15 l/Sek. ha und eine Versickerungsmenge von $1{,}15 \cdot 0{,}5 =$ rd. 0,6 l/Sek. ha, was einer Niederschlaghöhe von 4,5 mm entspricht.

Legt man für die Brauchwassermenge, die ebenfalls das Grundwasser anreichert (da in der Gemeinde Wasserversorgung ohne Kanalisation vorhanden ist), 200 Einwohner auf 1 ha und 100 l für den Kopf und Tag als mittlere Wassermenge zugrunde, so ergeben sich rd. 0,23 l/Sek. ha als abzuführende Brauchwassermenge. Die gesamte Grundwasseranreicherung durch Versickerung beträgt demnach 0,8 l/Sek. ha oder rd. 800 000 m^3/Jahr.

Die versickernde Wassermenge und der hierauf zurückzuführende Grundwasserstand richten sich, wie schon in der Einleitung gesagt, nach den im Untergrunde vorhandenen Zwischenräumen und Bodenporen. Wie durch Bohrungen und Beobachtungsbrunnen festgestellt wurde, wechseln in den vorhandenen Bodenarten kapillare und nichtkapillare Zwischenräume. Das anteilige Porenvolumen des erbohrten Untergrundes ist derart, daß das Grundwasser infolge der Kapillarität sehr hoch ansteigt; wo hingegen eine Zunahme des Porenvolumens festgestellt werden konnte, war eine Abnahme der Kapillarwirkung und infolge der wechselnden Bodenschichten eine stark schwankende Grundwassermenge zu beobachten. Durch das sehr ungleichmäßig verteilte Porenvolumen ist jedoch der Prozentsatz des Sickerwassers zur Regenhöhe nur annähernd zu bestimmen: Bei der Versickerung, d. h. der Beziehung zwischen gefallener Regenmenge und der dieser entsprechenden Sickerwassermenge unter Berücksichtigung der Bodendurchlässigkeit und anderer rein äußerer Umstände, die bei der Versickerung mitsprechen, deren Einflüsse jedoch ohne Lysimeter nicht ohne weiteres bestimmbar sind, kann — wie vorher dargetan — das Sickerwasser des Niederschlags mit hinreichender Genauigkeit mit rd. 5 % angesetzt werden.

Bei dieser Berechnung sind Rückstau und Verzögerung für das gesamte Entwässerungsnetz unberücksichtigt geblieben. Wird bei der Berechnung das Wasserspiegelgefälle gleich dem Sohlengefälle gesetzt, so ergibt sich für das Vorflutnetz einschließlich Drainagekörper ein möglicher Aufstau von etwa dem $1^1/_2$fachen der gesamten abzuführenden Wassermengen, d. h. $0{,}6 + 0{,}2 = 0{,}8 \times 1{,}5 = 1{,}2$ l/Sek. ha.

Der Berechnung der Rohrquerschnitte sind die vorermittelten 0,8 l/Sek. ha zugrunde gelegt. Im allgemeinen soll das abfließende Oberflächenwasser oberirdisch abgeführt und durch kurze Stichkanäle in die vorhandenen Teiche und Vorflutgräben geleitet werden.

Als erstes Becken hierfür kommt dasjenige in der Berliner Straße zwischen Franz- und Viktoriastraße in Frage; als zweites ein neu zu errichtendes Becken an der Mündung der Hubertus- und Ruhwaldstraße, das nach der Berechnung etwa 600 m^3 Inhalt haben muß.

Ein drittes Oberflächenbecken für das Gebiet der Hauptstraße ist der vorhandene Dorfteich, der entsprechend der anfallenden Wassermenge auszubauen ist. Für den zeitlich späteren Überlauf als auch für den Versickerungsabfluß der gefüllten Becken dient gleichzeitig das neu zu bauende, kombiniert arbeitende Drainagenetz. Für das Gebiet der Stolper Straße, diese selbst, ferner die Geländeflächen der Franz-, Viktoria- und Augustastraße können gleichfalls die abfließenden Wassermengen oberirdisch bis zur Stolper Straße geleitet werden, von wo aus sie hier durch Stichkanäle in den vorhandenen Grenzgraben münden, der einen Teil der früheren Vorflut bildet.

Wie vorerwähnt, ist das gesamte Entwässerungsnetz unter Zugrundelegung von 0,8 l/Sek. ha bemessen worden. Es wurden hierbei rechnungsgemäß Mindestdurchmesser von 20 bis 25 cm gewählt. Für die Gebietsteile, bei denen für den unmittelbaren Zufluß der überirdisch abzuführenden Wassermengen keine Entlastungen, Gräben oder andere Abführungsmöglichkeiten vorhanden waren, wurde ein besonderer Rechnungszuschlag gemacht.

Die oberirdisch zum Abfluß kommenden Niederschlagwasser der Berliner Straße und die dort vorhandenen Abflüsse der Regenrohrleitungen von Haus- und Dachanschlüssen fließen zurzeit in einen Sickerteich zwischen Franz- und Viktoriastraße. Um diese Mengen in das anzulegende Drainagenetz mit aufnehmen zu können, sind die Schächte der alten Leitungen Ecke Berliner Straße, Viktoria- bezw. Franzstraße durch kurze Stichkanäle mit dem neuen Entwässerungsnetz zu verbinden. An anderen Stellen sind ähnliche Stichkanäle mit den vorhandenen Grabenläufen je nach der Örtlichkeit in Verbindung zu bringen. Wo dieses infolge der Längenentwicklung nicht möglich ist, werden diese Verbindungsleitungen der Drainage unmittelbar zugeführt. Sie sind bei der Bemessung durch besondere Zuschläge in Rechnung gestellt. Dieselbe Anordnung gilt für den Dorfteich und für das Becken in der Ruhwald-, Ecke Hubertusstraße. Hierdurch wird erreicht, daß das Oberflächenwasser abgeleitet, also unschädlich gemacht wird, bevor im Boden neu hinzugekommene Sickerwässer die Drainagen belasten können. Erst zeitlich später werden die Teichversickerungswässer das Drainagenetz erreichen, von wo sie auf dem kürzesten Wege dem Vorfluter zugeleitet werden. Um die Drainage und ihre einzelnen Bestandteile auf alle Fälle und in jedem Boden wirksam zu gestalten, besteht sie von Haltung zu Haltung, d. h. einer mittleren Schachtentfernung von 70 bis 80 m (Abb. 6 u. 7), in einer Breite von rd. 1,20 und einer Gesamtstärke von 50 cm aus einer Lage von Granitschotter in 30 cm Stärke und einer Lage aus Splitt von 20 cm

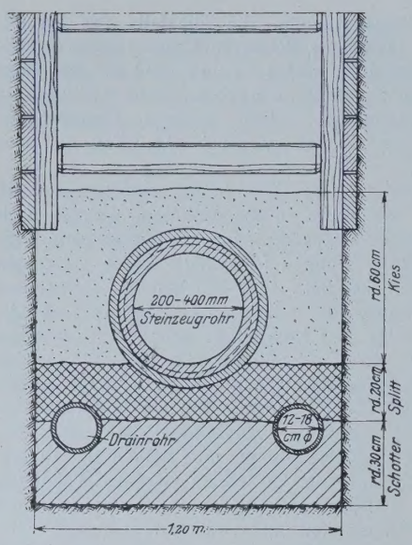


Abb. 8.

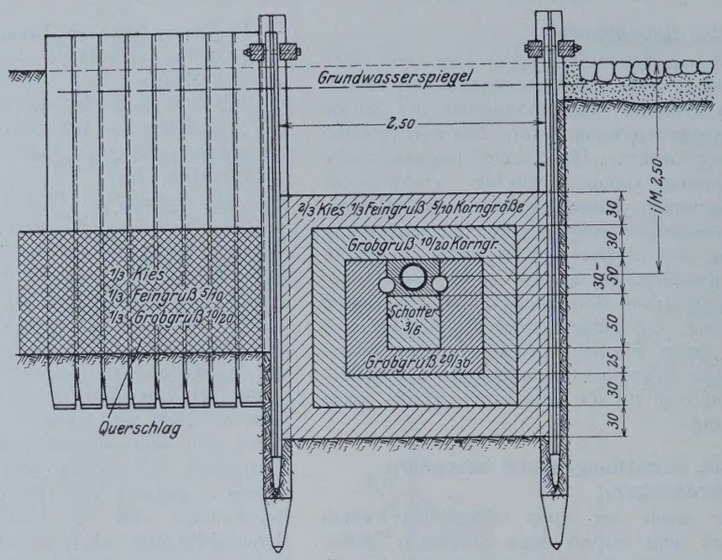


Abb 9

Abb. 8 u. 9. Anordnung und Einbau der Drainagekörper.

Stärke (Abb. 8 u. 9). Dieser gesamte durchlässige Körper ruht auf einem festeingestampften Schotterbett, dessen Stärke sich den jeweiligen Untergrundverhältnissen anpaßt. Hierdurch wird eine Verdichtung des Baugrundes erzielt und werden nach Möglichkeit Leitungssackungen vermieden. In dem Drainagekörper ruhen seitlich eingebaut die eigentlichen Drains. Diese führen durch ausgeschotterte Querschläge und umschotterte Brunnenanlagen infolge der nunmehr wieder stark wirkenden Schwerkraft das verhältnismäßig leicht herangeführte Sickerwasser der aufnehmenden Schachtsohle der unteren Haltung zu (Abb. 10 bis 13). Ein Gefällabsturz um den Höhenunterschied zwischen

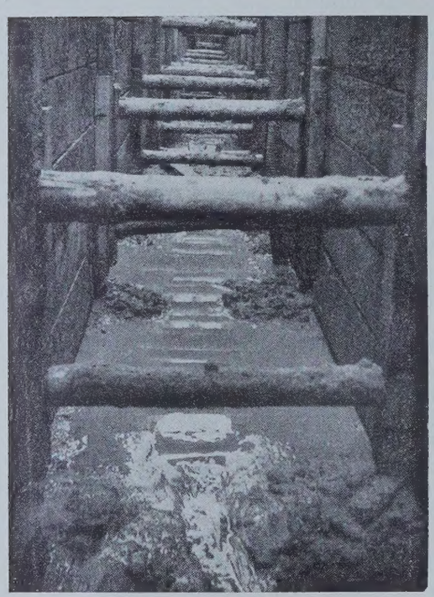


Abb. 10.
Grundwassersickerströme im Untergrund.

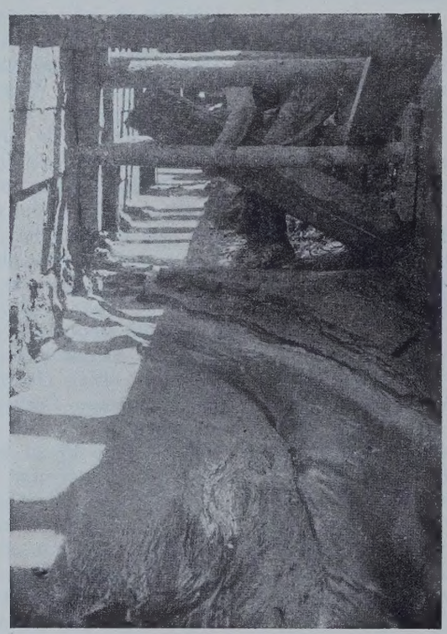


Abb. 11.
Grundwassersickerströme im Untergrund.

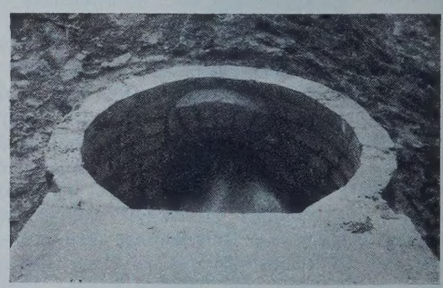


Abb. 6. Gefaßter Grundwasserstrom aus einem Teilbezirk im Dorfleitrohr.

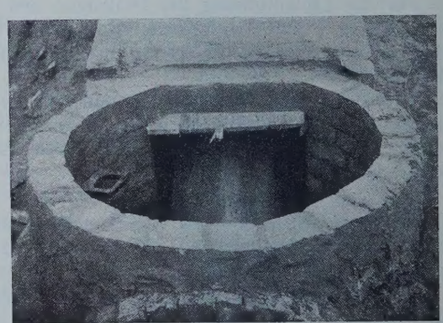


Abb. 7. Gefaßter Grundwasserstrom mit Absturz.

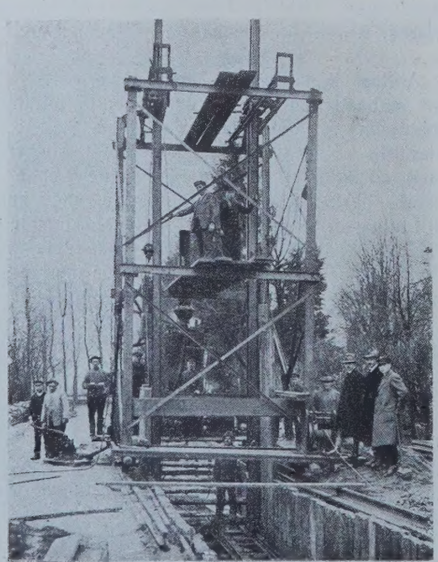


Abb. 12. Herstellung einer Baugrube unter Zuhilfenahme von Spundwänden.

Abb. 13. Ziehen der Spundwände nach Einbau der Drainagekörper.

den Ordinaten von Drainsohle und Rohrsohle der in der Flußrichtung folgenden Vorflutleitung findet nicht statt, vielmehr werden in jeder Haltung die Drains zur Vorflutsohlenhöhe herangeführt. Diese Maßnahme ist zu treffen mit Rücksicht auf die sonst allzu groß werdende Tiefenlage, die bei der Bauausführung zu Baugruben von 20 m Tiefe und mehr geführt hätte. Um so mehr durfte hiervon Abstand genommen werden, als in jeder Haltung der gesamte Drainagekörper die geringe zeitweise auftretende Staubildung unbedenklich aufnehmen kann. Die oberen eigentlichen Vorflutleitungen sind jedoch derartig angelegt, daß ihre Sohlenordinaten ineinander übergehen.

Um durch die gesamte kräftig wirkende Drainage bei den jeweiligen Niederschlagverhältnissen in einzelnen Gebietsteilen keine zu starke Grundwasserspiegelsenkung zu erzielen und den Grundwasserstand regeln zu können, wurde bei dem Zusammenfluß der Hauptsammelleitungen Ecke Jäger- und Prinz-Eitel-Straße ein besonderes Absperrbauwerk vorgesehen (Abb. 14 u. 15). In diesem können die Hauptgebiete unter sich wie auch Drainage- und Vorflutleitung jedes Einzel-

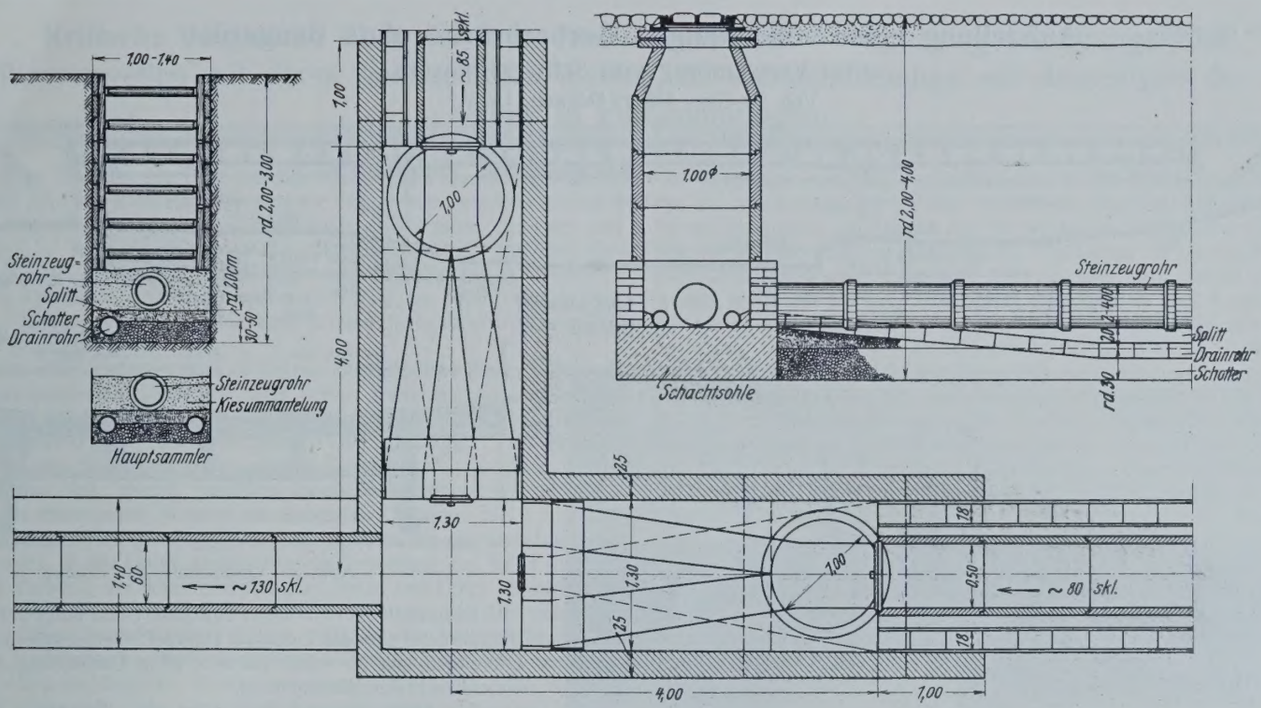
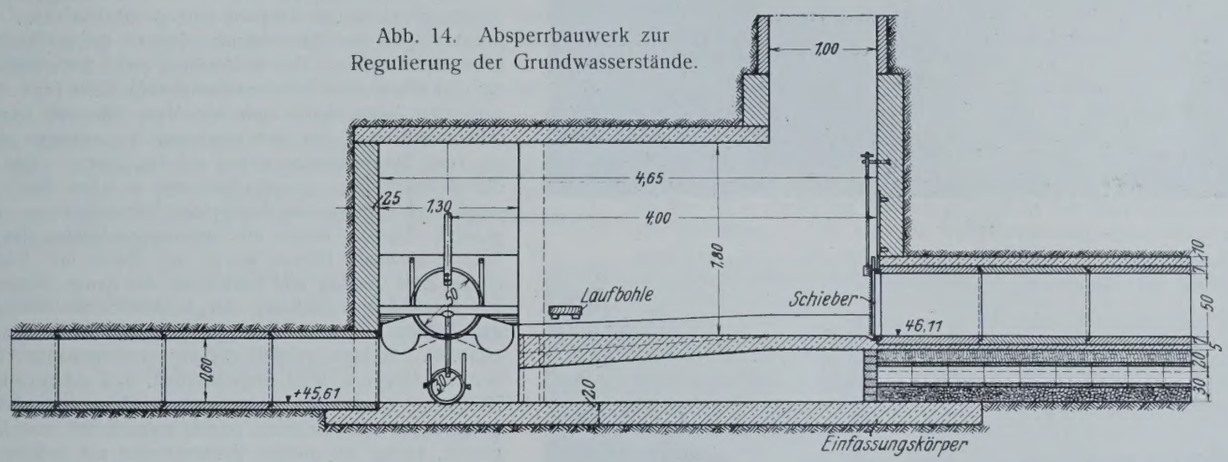


Abb. 14. Absperrbauwerk zur Regulierung der Grundwasserstände.



gebietes durch entsprechende Schieberstellungen abgesperrt werden. Hierdurch ist man erforderlichenfalls in der Lage, ohne besondere Kosten den Grundwasserstand innerhalb der notwendigen Grenzen beliebig zu senken und zu heben.

Ferner kann man für weitere von den Hauptsperrstellen entfernt und hoch liegende Gebietsteile einen erhöhten Grundwasserstau durch Abstöpselung der Vorflutleitungen in den in Frage kommenden oberen Haltungen von Fall zu Fall bewirken, da die Drains unter den Schachtsohlen nicht durchgeführt werden. Gleichzeitig können diese Grundwasserregelungen für Durchspülungen der Drains und der Vorflutleitungen benutzt werden.

Unterhalb des Absperrbauwerkes im Sinne der Flußrichtung ist keine Drainage zur Aufnahme von Grund- und Sickerwasser mehr vorgesehen, da die Geländehöhen und Grundwasserstände eine solche erübrigen.

In der Nähe der Kreuzung Veltheim- und Frohnauer Straße hat man, um Kosten zu ersparen und das noch zur Verfügung stehende Gefälle zu vernichten, eine offene Kaskadenanlage vorgesehen. Hierdurch wird erreicht, daß der von hier ab lediglich als Gefälleitung wirkende Vorfluter in nicht allzu großen Tiefen verlegt werden kann, wodurch erhebliche Mehrkosten erspart werden.

Nach Eintritt der Gefälleitung in den offenen Grabenlauf paßt sich dieser dem vorhandenen natürlichen Gefälle bis zu seiner Mündung in die Havel an, wodurch größere Einschnitte vermieden werden.

Das Entwässerungsnetz bietet die Gewähr, daß nach Fertigstellung des gesamten Ausbaues mit einer vollkommenen und ausreichenden, selbsttätig arbeitenden Senkung des Grundwassers unbedingt gerechnet werden darf und weitere Überflutungen der Häuser, Grundstücke und Gartenanlagen unter keinen Umständen mehr eintreten.

Für die unter der Verseuchung schwer leidende Bevölkerung aber ist der Zeitpunkt nahe, wo sie, dank den energischen Maßnahmen der Regierung, die Gefahren endgültig beseitigt weiß und keine gesundheitlichen und wirtschaftlichen Schädigungen mehr erfahren wird, insofern jederzeit eine einwandfreie und wirksame Ableitung des schädlichen Grundwassers gesichert ist.

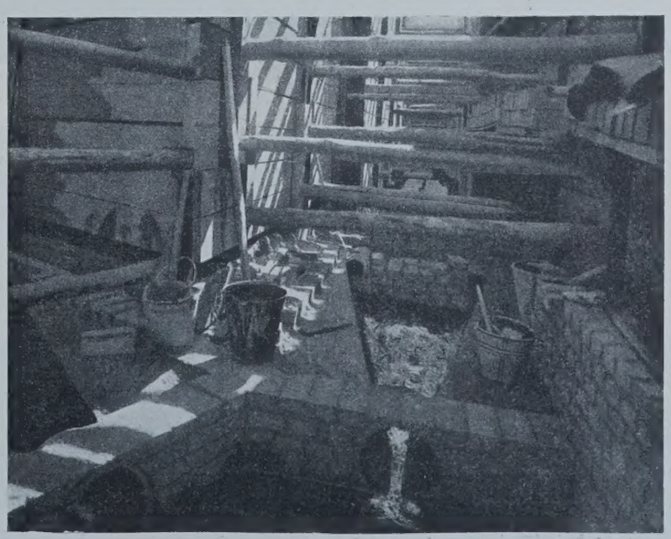


Abb. 15. Teilansicht des Absperrbauwerkes im Bau.

Alle Rechte vorbehalten.

Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst
unter Verwendung von Schwenkmasten.

Von Dr.-Ing. **Albert Dörnen,** Derne.

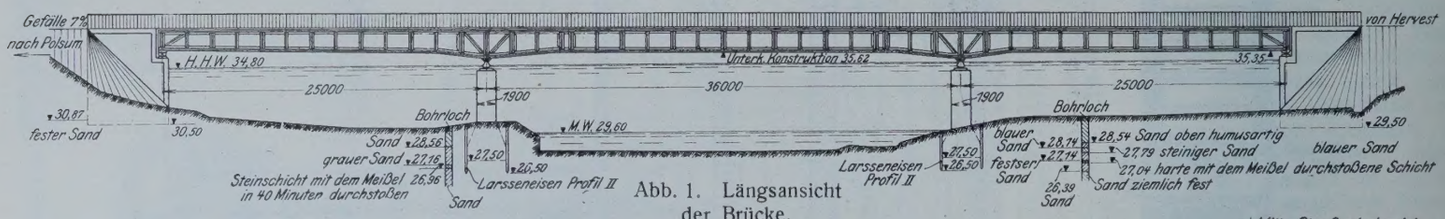


Abb. 1. Längsansicht der Brücke.

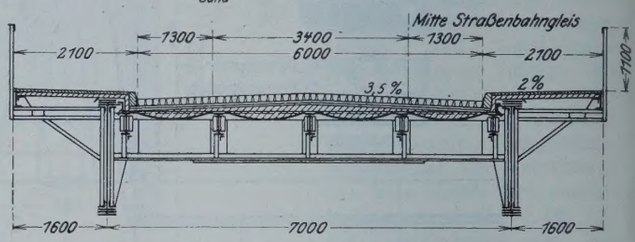


Abb. 2. Querschnitt der Brücke.

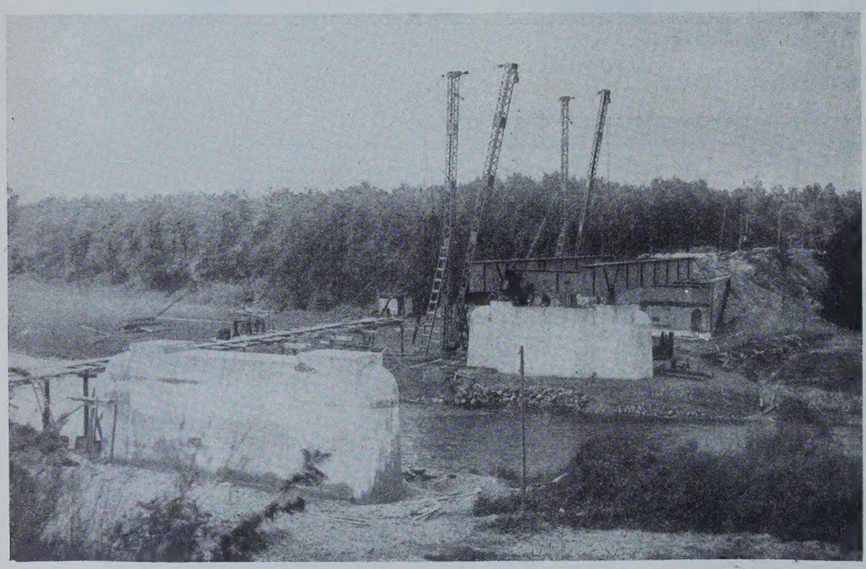


Abb 3.

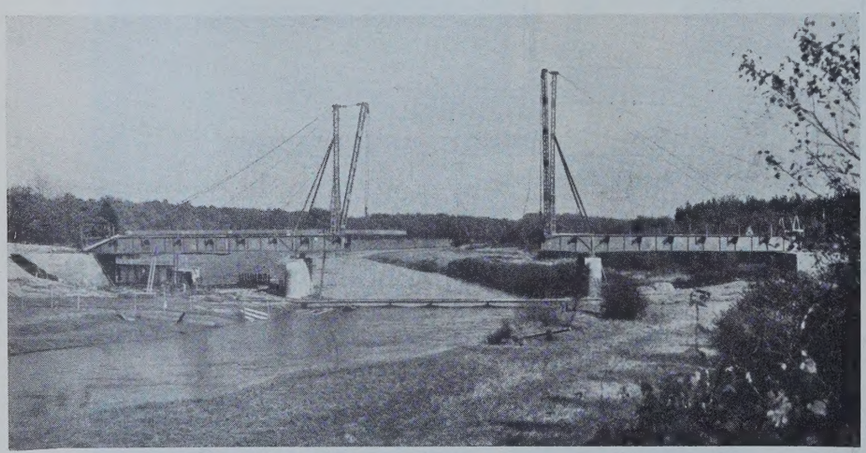


Abb. 4.

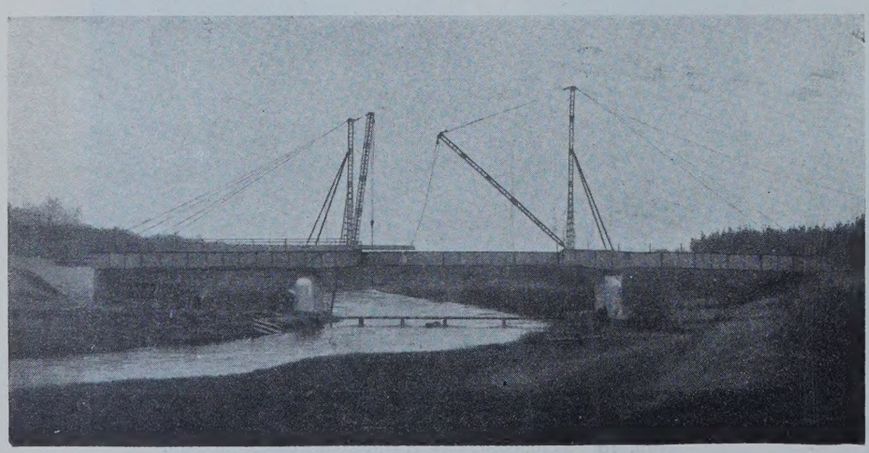


Abb. 5.

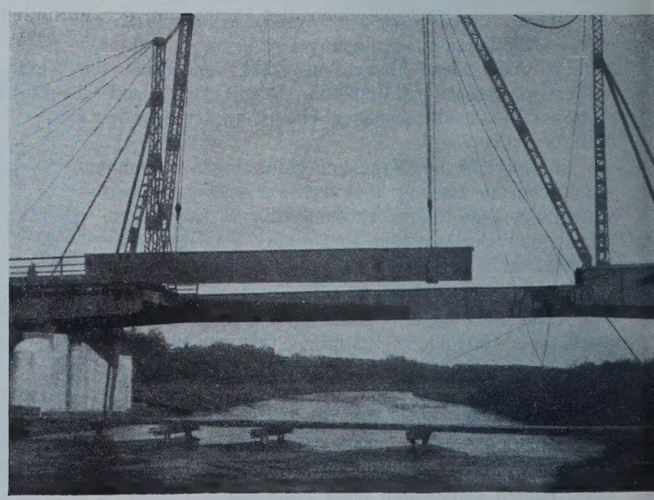


Abb. 6.

Es handelt sich um die in den Abb. 1 u. 2 dargestellte Blechträgerbrücke über die Lippe bei Hervest: Gerberbalken über drei Öffnungen von $25 + 36 + 25\ \text{m} = 86\ \text{m}$ Gesamtlänge, mit den Gelenken in der Mittelöffnung.

Die Aufstellung der Brücke ist ohne Baugerüst unter Verwendung von Schwenkmasten durchgeführt worden. Die Abb. 3 bis 6 zeigen den Bauvorgang. Hierzu sei im einzelnen noch folgendes bemerkt: Zur Aufstellung jeder Seitenöffnung wurden auf den Ufern zwei Schwenkmaste aufgestellt (Abb. 3). Der am weitesten landeinwärts stehende Mast nahm die Konstruktionsteile unmittelbar von dem anfahrenden Lastwagen ab und legte sie zum Zusammenbau unten auf das Ufer. — Die Blechträger der Seitenöffnung einschließlich der je 5,5 m langen Kragarme wurden als Ganzes von den beiden Schwenkmasten in die Lager gesetzt. Sodann wurde mit den beiden Masten die ganze Fahrbahn eingebaut. Hierzu waren die Maste mit leichten Zügen ausgerüstet worden und bestrichen die ganze Seitenöffuung.

Nach der Aufstellung der beiden Seitenöffnungen wurden die beiden Schwenkmaste auf die beiden Kragarme gestellt (Abb. 4). Sodann wurden die zusammengebauten 25 m langen Schwebeträger so weit vorgeschoben, daß sie etwa 8 m über die Kragarme überstanden, wurden von dem gegenüberstehenden ausgelegten Schwenkmast erfaßt, aufgerichtet und langsam vorgeholt, wobei der andere Schwenkmast am andern Ende nachfaßte, und sodann in die Gelenke eingehängt (Abb. 5 u. 6).

Anschließend wurde die Fahrbahn wie bei den Seitenöffnungen mit den beiden Masten eingebaut. — Das Abnieten der Brücke geschah auf untergebrachten Hängegerüsten.

Alles in allem hat sich bei dem Bau dieser Brücke die Verwendung der Schwenkmaste als sehr wirtschaftlich erwiesen.

Die Brücke ist von der Brückenbauanstalt Dörnen in Derne nach eigenem Entwurfe ausgeführt worden für den Landkreis Recklinghausen (Kreisbaurat Wolf).

Kritische Vergleiche über die theoretisch ermittelten Fortschrittsgeschwindigkeiten der Wasserwellen mit deren beobachteten Werten, im Zusammenhange mit denjenigen der Tidewellen in Flußmündungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Karl Pauselius,** Braunschweig.

Der unter dem obigen Titel von der Technischen Hochschul Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig genehmigten Doktor-Ingenieur-Dissertation[1]) liegt die Absicht zugrunde, die Fortschrittsgeschwindigkeit der Flut- und Ebbewellen in ihrer Abhängigkeit von den Gestaltungsformen der Gewäss rrinne und anderem zu beschreiben und zu untersuchen, inwieweit sich deren Größenwerte zumal in dem Unterlauf der Flüsse wechselvoll gestalten. Dabei ist versucht, die auftretenden ursächlichen Zusammenhänge zu erläutern.

Um ein übersichtliches Bild zu liefern, beginnen die Darlegungen mit einem geschichtlichen Überblick über schon frühzeitig hervorgetretene B mühungen zur Aufstellung einer Formel für die Bestimmung des Größenwertes fortschreitender Geschwindigkeit v der Flutwelle. Das geschah zunächst für den Sonderfall eines geraden Gerinnes, von parallelen Ufern eingefaßt, und von überall gleichem Querschnitt, sowie bei fehlender Reibung des strömenden Wassers am benetzten Umfange.

Die weiteren Darlegungen behandeln alsdann die Hervorhebung der Abweichungen in der Größe fortschreitender Bewegung der Welle im Fluß, wobei die Reibung der Wasserströmung an Sohle und Ufern mitwirkt und zudem große Unregelmäßigkeiten in der Gestaltung der Gewässerrinne auftreten. Diese Betrachtungen stützen sich auf das ausgezeichnete und besonders umfangreiche Beobachtungsmaterial des Flutgebietes der Elbe. Dabei ist zunächst dargetan, in wie umfassender Weise das Phänomen der Flut- und Ebbewelle von den Strombauverwaltungen untersucht wird. Es reiht sich alsdann daran die Auswertung dieses Materials, um durch kritische Betrachtungen die Eigentümlichkeiten der Tidebewegung zu zeigen und hinsichtlich ihrer Ursachen zu besprechen. Insb sondere ist untersucht worden, um wie große Beträge die fortschreitende Bewegung der Welle gegenüber der Wellenformel $v = \pm u + \sqrt{g t_m}$ abweicht, die nur für den regelmäßigen Kanal mit lotrechten Wandungen und für reibungslose Wasserbewegung abgeleitet ist. Bei Zugrundelegung der normalen Tidewelle vom 5./6. August 1898 ergaben sich für die 28,97 km lange Stromstrecke der Unterelbe von Lühe bis Glückstadt folgende Mittelwerte der Fortschrittsgeschwindigkeiten:

für Hochwasser

a) nach der Formel $v_m = + u + \sqrt{g t_m} = 8{,}50$ m/Sek.
b) nach der Beobachtung . . . . . $= 5{,}62$ m/Sek.

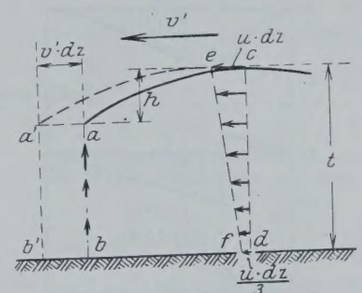
für Niedrigwasser

a) nach der Formel $v_m = - u + \sqrt{g t_m} = 6{,}63$ m/Sek.
b) nach der Beobachtung . . . . . $= 4{,}86$ m/Sek.

[1]) Berichter: Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Möller, Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

Vergleicht man die Beobachtungswerte mit denj nigen, die sich aus der für regelmäßige Verhältnisse theoretisch ermittelten Geschwindigkeitsformel berechnen, so kommt man zu keinen befriedigenden Ergebnissen. Die wechselnde Breitengestaltung des Flußlaufes, di unregelmäßig ausgebildeten Stromquerschnitte, die Reibung und nicht zuletzt das Zurückwerfen der Welle an Einschnürungen, Einengungen und Sandbänken des Flußlaufes usw. verursachen eine so groß Unregelmäßigkeit der Tidebewegung, daß man für diese Verhältnisse die Formel ohne einen sie ergänzenden Beiwert nicht benutzen darf.

Weit günstiger ergaben sich Vergleichsrechnungen für die Süderelbe. Die den Untersuchungen zugrunde liegende Meßstrecke Altenwärder—Moorburg—Harburg umfaßt eine Gesamtlänge von 5,07 km und zeigt in der Gestaltung des Flußbettes gleichmäßige Querschnittformen. Hier ergab sich ein Verhältnis des Meßwertes zum Rechnungswert für Hochwasser im Mittel von 8,048 m/Sek. : 8,284 m/Sek. und für Niedrigwasser von 6,450 m/Sek. : 6,464 m/Sek. Die regelmäßigen Stromverhältnisse der Messungsstrecke bewirken hier, daß man unter Verwendung der Geschwindigkeitsformel unmittelbar zu brauchbaren Werten kommt.



Das Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig gab mir weiter Gelegenheit zur Ausführung und Auswertung einiger Well nversuche. Insbesondere erstreckten sich die Untersuchungen auf Wellenarten, bei denen die Schwingungsgeschwindigkeiten der Wasserteilchen nach der Tiefe zu abnehmende W rte zeigten. So wurden z. B. Messungen für Wellen angestellt, deren Strömungsgeschwindigkeiten an der Sohle nur $^1/_3$ des Wertes von dem an der Oberfläche aufwiesen (vergl. die Abbildung). Die aus den Vergleichsrechnungen erzielten Ergebnisse sind sehr gut. Die Abweichungen betrugen im Mittel nur 1 %. Es geht aus den Messungen und Berechnungen hervor, daß die allgemeine Formel von M. Möller[2]) $v = \pm u_m + \sqrt{\frac{g t}{i}}$, die für nach der Tiefe zu veränderliche Geschwindigkeit der Wasserteilchen, einen geraden Kanal von rechteckigem Querschnitt mit verhältnismäßig glatter Beschaffenheit von Sohle wie Ufer abgeleitet ist, eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Wirklichkeit liefert.

[2]) Vergl. dessen Schrift: „Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte", die gegen Frühjahr 1926 im Druck erscheinen wird.

Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmung und Fliehkraft auf die Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **J. Hailer,** Eisenbahnoberingenieur, Erfurt.

Im allgemeinen können die Momente, Querkräfte und Auflagerdrücke für den inneren und äußeren Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken für den Fall, daß die Gleisachse auf der Brücke in einem Bogen (Kreis- oder Parabelbogen) liegt, aus den von Dr.-Ing. Kommerell hergeleiteten Formeln berechnet werden.[1])

Werden die vorstehend genannten Größen mit Hilfe von Einflußlinien berechnet, so läßt sich das im nachstehenden entwickelte Verfahren zur Erfassung des Einflusses der Gleiskrümmung auf die Hauptträger benutzen.

1. Die gekrümmte Gleisachse liegt symmetrisch zur Brückenachse.

a) Innerer Hauptträger.

Ist η eine Ordinate der Einflußlinie für das Moment oder die Querkraft für den Fall, daß die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt (Abb. 1 a, c, u. e),

η_i eine Ordinate der Einflußlinie für das Moment oder die Querkraft für den inneren Hauptträger bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 1 b, d u. f), so kann man schreiben

(1) $$\eta_i = a_i \eta,$$

wo a_i den Einfluß der Gleiskrümmung und Fliehkraft bei einer beweglichen Last von 2 t auf die Ordinate η darstellt.

Nach Dr.-Ing. Kommerell ist (Abb. 2)

(2) $$e = n \operatorname{tg} \alpha - i,$$

wo $\operatorname{tg} \alpha = \frac{v^2}{127\, r}$ der Tafel 14, Seite 32 der „Vorschriften für Eisenbauwerke 1925" zu entnehmen ist und

(3) $$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1{,}5}$$

bedeutet.

Nach den vorgenannten Vorschriften ist der innere Hauptträger im allgemeinen für die halbe größte Fliehkraft zu berechnen. Die Ruhelage darf wegen des Fehlens der Stoßwirkungen unberücksichtigt bleiben. Unter dieser Voraussetzung berechnet sich nach Abb. 2, wenn

b_0 den Abstand der Hauptträger voneinander,
y den Abstand der Gleisachse von der Brückenachse an beliebiger Stelle bedeutet:

$$a_i b_0 - 2\left[\frac{b_0}{2} - y + i - \frac{e+i}{2}\right] = 0$$

(4) $$a_i = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right].$$

[1]) Vergl. Dr.-Ing. Kommerell, Einfluß der Fliehkräfte, Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 84, und den unter gleichem Namen erschienenen Sonderdruck, Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

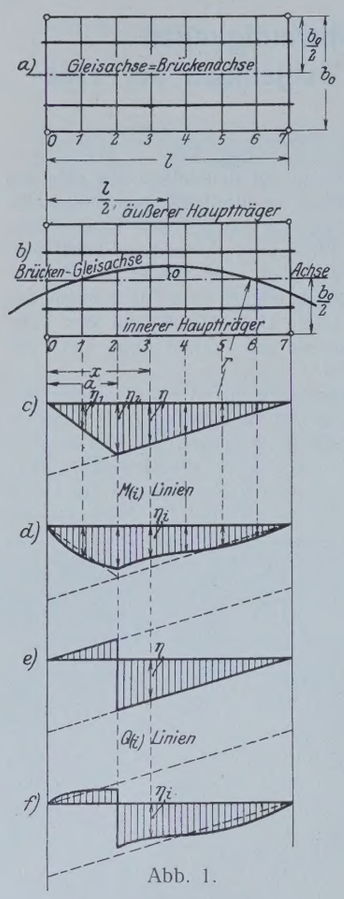
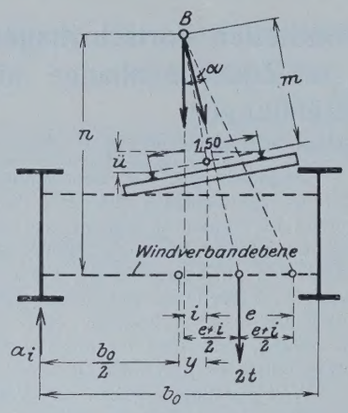


Abb. 1.



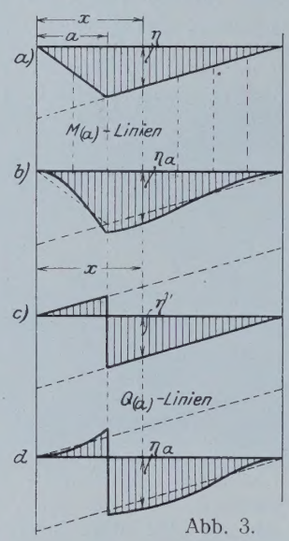


Abb. 3.

Die Ordinate η_i für den inneren Hauptträger berechnet sich alsdann aus:

$$\eta_i = a_i \eta = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right]\eta. \tag{5}$$

Das Biegungsmoment $M_{a(i)}$ und die Querkraft $Q_{a(i)}$ berechnen sich aus:

$$\begin{cases} M_{a(i)} = \varphi\,\mu\,\Sigma P\,\eta_i \\ Q_{a(i)} = \varphi\,\mu\,\Sigma P\,\eta_i. \end{cases} \tag{6}$$

In diesen Formeln bedeutet:

φ die Stoßzahl,
μ den jeweiligen Multiplikator,
P eine Einzellast.

b) Äußerer Hauptträger.

Ist wiederum

η eine Ordinate der Einflußlinie für den Fall, daß die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt (Abb. 3a u. c),

η_a eine Ordinate der Einflußlinie für den äußeren Hauptträger bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 3b u. d),

so kann man schreiben

$$\eta_a = b_a \eta, \tag{7}$$

wo b_a den Einfluß der Gleiskrümmung und Fliehkraft bei einer beweglichen Last von 2 t auf die Ordinate η darstellt. Die Momente und Querkräfte werden zu einem Größtwerte bei voller Geschwindigkeit v. Unter dieser Voraussetzung berechnet sich nach Abb. 4:

$$b_a b_0 = 2\left[\frac{b_0}{2} + y + e\right] = 0$$

$$b_a = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(y + e\right)\right]. \tag{8}$$

Bezüglich e, i, b_0 und y gilt das unter a Gesagte.

Die Ordinate η_a der Einflußlinie für den äußeren Hauptträger berechnet sich alsdann aus:

$$\eta_a = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(y + e\right)\right]\eta. \tag{9}$$

Das Biegungsmoment und die Querkraft berechnen sich bei Berücksichtigung der Stoßzahl φ aus:

$$\begin{cases} M_{a(a)} = \varphi\,\mu\,\Sigma P\,\eta_a \\ Q_{a(a)} = \varphi\,\mu\,\Sigma P\,\eta_a. \end{cases} \tag{10}$$

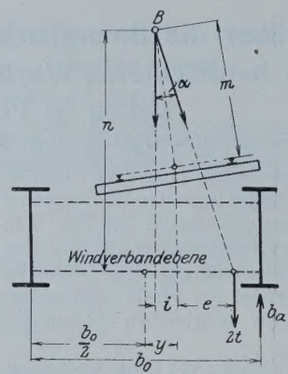


Abb. 4.

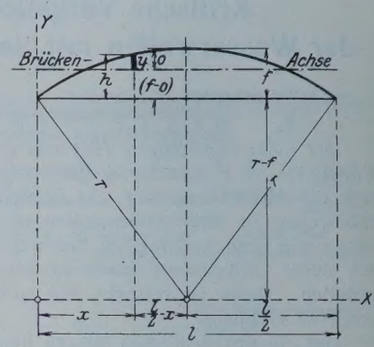


Abb. 5.

c) Bestimmung der Werte von y, η_i und η_a.

α) Die Gleisachse ist ein Kreisbogen.

Ist nach Abb. 5

l die Sehnenlänge der auf der Brückenfahrbahn befindlichen Gleisachse,
f die Bogenhöhe,
o der Abstand der Gleisachse im Bogenscheitel von der Brückenmitte und
r der Halbmesser der Gleisachse,

so berechnet sich die Ordinate y im Abstande x von der y-Achse aus:

$$y = h - (f - o) = h + o - f;$$

h berechnet sich aus:

$$h = -(r - f) + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}. \tag{11}$$

Setzt man in die Gleichung von y für h den vorstehenden Wert ein, so wird

$$y = -r + f + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} + o - f$$

$$y = o - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}. \tag{12}$$

Gl. 5 für η_i im Abstande x vom linken Auflager lautet somit:

$$\eta_i = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right]\eta \tag{13}$$

und Gl. 9 für η_a:

$$\eta_a = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(o + e - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right]\eta. \tag{14}$$

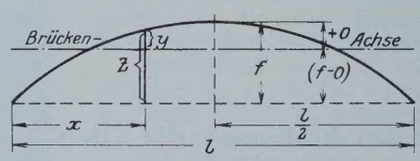


Abb. 6.

β) Die Gleisachse ist ein Parabelbogen.

Bei der Annahme, daß die Gleisachse eine Parabel mit der Gleichung

$$z = \frac{4fx}{l^2}(l - x)$$

ist, wird nach Abb. 6

$$y = z - (f - o) = o - f + \frac{4fx}{l^2}(l - x). \tag{15}$$

Mit diesem Werte von y im Abstande x vom linken Auflager lautet Gl. 5 für

$$\eta_i = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4fx}{l^2}(l - x)\right)\right]\eta \tag{16}$$

und Gl. 9

$$\eta_a = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(o + e - f + \frac{4fx}{l^2}(l - x)\right)\right]\eta. \tag{17}$$

2. Die Gleisachse liegt unsymmetrisch zur Brückenachse (Abb. 7).

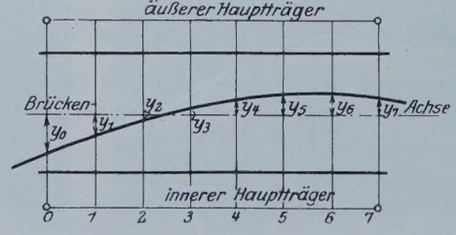


Abb. 7.

Sind die Abstände y der Gleisachse von der Brückenachse ermittelt, so berechnen sich die Ordinaten η_i und η_a der Einflußlinien aus:

$\eta_i = a_i \eta$ und $\eta_a = b_a \eta$ (Formel 1 u. 7),

wo

$$\left.\begin{aligned} a_i &= 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right] \\ b_a &= 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}(y+e)\right] \end{aligned}\right\} \quad \text{(Formel 4 u. 8).}$$

Die Gleichung der Einflußlinien für den inneren Hauptträger lautet somit:

(18) $$\eta_i = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right]\eta$$

und die Gleichung der Einflußlinien für den äußeren Hauptträger:

(19) $$\eta_a = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}(y+e)\right]\eta.$$

In den Gleichungen 18 u. 19 ist y mit dem +-Vorzeichen einzusetzen, wenn es oberhalb der Brückenachse liegt, mit dem —-Vorzeichen, wenn y unterhalb liegt.

3. Statisch unbestimmte Hauptträgeranordnungen.

a) Die Gleichungen 13, 14 u. 16, 17 sind auch für die Berechnung der Einflußlinien von Blech- und Fachwerkträgern auf drei, vier und mehr Stützen, sowie von Gerberschen Gelenkträgern anwendbar.

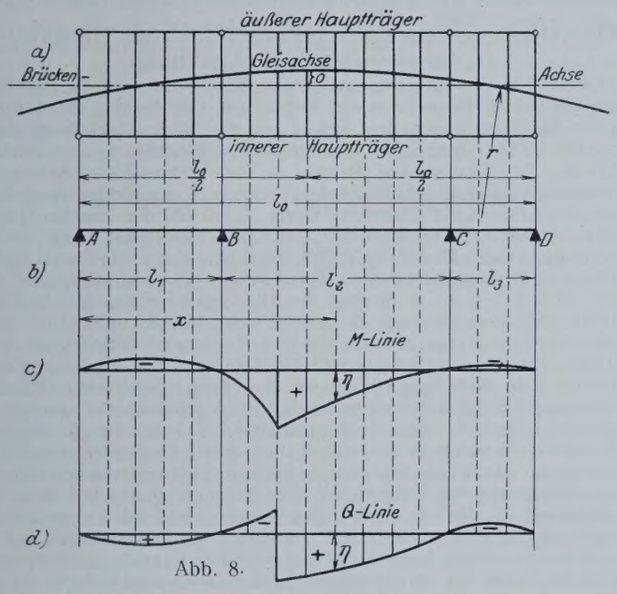


Abb. 8.

Hierbei ist zu beachten, daß:

α) die kreis- oder parabelförmige Gleisachse symmetrisch zur Brückenachse und zur Stützweite l_0 liegen muß (Abb. 8),

β) auch hier η die Ordinate der Einflußlinie der Momente und Querkräfte darstellt, wenn die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt (Abb. 8c u. d),

γ) der Klammerausdruck der Gleichungen 13, 14 u. 16, 17 den Einfluß der Gleiskrümmung bei 2 t beweglicher Last darstellt.

b) Liegt die kreisförmige Gleisachse unsymmetrisch zur Brückenachse, so gilt für die Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Hauptträgeranordnungen sowie Gerberscher Gelenkträger unter sinngemäßer Anwendung der dort angeführten Formeln das unter 2 Gesagte; η stellt die Ordinate der Einflußlinie wie unter 3a β dar.

4. Entwicklung von Formeln aus den Einflußlinien.

Für ein beliebiges o und symmetrische Lage der gekrümmten Gleisachse zur Brückenachse lassen sich die in den eingangs erwähnten Abhandlungen für diesen Fall abgeleiteten Formeln mit Hilfe der Einflußlinien in anderer Weise ermitteln.

Innerer Hauptträger.

α) Momente.

Das Moment in einem Querschnitt im Abstande a vom linken Auflager kann ausgedrückt werden durch:

(20) $$M_{a(i)} = \varphi \cdot \frac{F_k}{F_n} \cdot M_{pa}.$$

Hierin bedeutet:

F_n den Inhalt der Einflußfläche bei gerader Gleisachse (Abb. 9b),

F_k den Inhalt der Einflußfläche bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 9c),

M_{pa} das Moment aus Verkehrslast für ein Gleis im Abstande a vom linken Auflager; M_p ist der Tafel 4 der „V. f. E." zu entnehmen.

Mit bezug auf Abb. 9 ist nun:

$$F_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{a\,b}{l} \cdot l = \frac{a\,b}{2}.$$

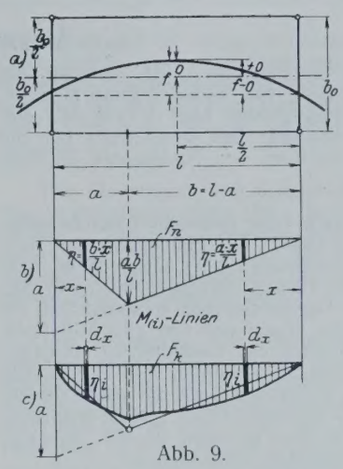


Abb. 9.

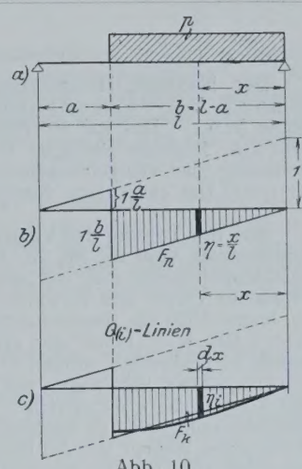


Abb. 10.

$$F_k = \int_0^a \eta_i\,dx + \int_0^b \eta_i\,dx = \int_0^a a_i\,\eta\,dx + \int_0^b a_i\,\eta\,dx.$$

Nach Gl. 4 ist für eine bewegliche Last von 1 t:

$$a_i = 1\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right].$$

Mit der Annahme, daß die Gleisachse eine Parabel ist, folgt aus Gl. 15:

$$y = z - (f - o) = o - f + \frac{4fx}{l^2}(l-x)$$

und somit

(21) $$a_i = 1\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4fx}{l^2}(l-x)\right)\right].$$

Die Werte η berechnen sich aus

$$0 \text{ bis } a: \quad \eta = \frac{b\,x}{l}; \qquad 0 \text{ bis } b: \quad \eta = \frac{a\,x}{l}.$$

Diese Werte in die Gleichung für F_k eingesetzt:

$$F_k = \frac{b}{l}\int_0^a \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4fx}{l^2}(l-x)\right)\right] x\,dx + \frac{a}{l}\int_0^b \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4fx}{l^2}(l-x)\right)\right] x\,dx.$$

Wird der integrierte Wert von F_k mit dem von F_n in Gl. 20 eingesetzt, so erhält man die Formel:

(22) $$M_{a(i)} = \varphi\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - \frac{f}{3} + \frac{2fa}{3l^2}(l-a)\right)\right] M_{pa}.$$

β) Querkräfte.

Die Querkraft im Abstande a vom linken Auflager kann mit bezug auf Abb. 10 berechnet werden aus:

(23) $$Q_{a(i)} = \varphi \cdot \frac{F_k}{F_n} \cdot Q_{pa}.$$

Hierin bedeutet:

F_n den Inhalt der Einflußfläche bei gerader Gleisachse (Abb. 10b),

F_k den Inhalt der Einflußfläche bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 10c),

Q_{pa} die Querkraft aus Verkehrslast für ein Gleis im Abstande a vom linken Auflager, und diese ist aus den Tafeln 8 bis 10 der „V. f. E." zu entnehmen.

Aus Abb. 10b u. 10c folgt nun:

$$F_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{l} \cdot b = \frac{b^2}{2\,l}$$

und

$$F_k = \int_0^b \eta_i\,dx = \int_0^b a_i\,\eta\,dx.$$

Mit dem Werte a_i wie unter α (Gl. 21) und $\eta = \frac{x}{l}$ wird:

$$F_k = \frac{1}{l}\int_0^b \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4fx}{l^2}(l-x)\right)\right] x\,dx;$$

den integrierten Wert von F_k mit dem von F_n in Gl. 23 eingesetzt, ergibt die Gleichung zur Ermittlung der Querkräfte:

(24) $$Q_{a(i)} = \varphi\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o + \frac{e-i}{2} - \frac{f}{3} + \frac{2}{3} \cdot \frac{fa}{l^2}(2l - 3a)\right)\right] Q_{pa}.$$

Die Gleichungen für $M_{a(i)}$ und $Q_{a(i)}$ stimmen mit den von Dr.-Ing. Kommerell auf andere Weise entwickelten Formeln — für ein beliebiges o und die Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse — überein.

Auf ähnliche Weise lassen sich Formeln für $M_{a(a)}$ und $Q_{a(a)}$ für den äußeren Hauptträger herleiten.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Februar ausgegebene Heft 3 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Wedepohl: Der Wettbewerb um die Bebauung der Hängebrückenrampe zu Köln. — Stadtbaurat Dr.-Ing. Althoff: Das einheitliche Stadtbild.

Aus der Tagung des Verwaltungsrats der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. bis 28. Januar 1926. Die Einnahmen aus dem Reichsbahnbetriebe sind seit den Herbstmonaten 1925 entsprechend dem schwachen Güter- und Personenverkehr ständig zurückgegangen, so daß im Januar 1926 die durchschnittlichen Tageseinnahmen voraussichtlich um etwa 2 Mill. R.-M. hinter den erwarteten Einnahmen von 15,6 Mill. R.-M. täglich zurückbleiben werden. Wenn auch der Gesamtertrag des Geschäftsjahres 1925 wegen der besseren Einnahmen bis zum Herbst 1925 den Voranschlag etwa erreichen wird, so mahnen doch die scharf zurückgehenden Einnahmen zu vorsichtigster Wirtschaftsführung. Neue finanzielle Belastungen können von der Reichsbahn nicht getragen werden, ohne daß entsprechende Deckung durch Mehreinnahmen vorhanden ist.

Bei dieser Lage ist es für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft unerträglich, ihre Personalausgaben ohne gleichzeitige Tariferhöhung zu steigern. Sie muß heute 65% ihrer Gesamtausgaben für das Personal verwenden. Während des letzten Geschäftsjahres sind durch Erhöhung der Bezüge des Personals und durch Vermehrung der sozialen Lasten der Gesellschaft unvorhergesehene Mehrausgaben von etwa 270 Mill. R.-M. erwachsen, d. i. fast die Hälfte der vollen Zinslast für die Reparationsobligationen im zweiten Reparationsjahr.

Verhandlungen mit den Gewerkschaften vor einem Schlichter in dem letzten Arbeiterlohnstreit führten nicht zu einer Vereinbarung. Der Reichsarbeitsminister erklärte den daraufhin erfolgten Schiedsspruch des Schlichters für verbindlich. Dieser sieht eine allgemeine Lohnerhöhung nebst einer Erhöhung von Ortslohnzulagen vor und verringert die Spannung zwischen gelernten und ungelernten Arbeitern.

Da in vielen Bezirken die Lohnsätze der Reichsbahnarbeiter über den allgemeinen Löhnen stehen, ist der Verwaltungsrat der Ansicht, daß es genügt, wenn an besonders teuren Orten die Löhne der Eisenbahnarbeiter durch Erhöhung der Ortslohnzulage der allgemeinen Lohnlage angepaßt werden.

Zudem widerspricht in rechtlicher Hinsicht nach Ansicht des Verwaltungsrats die Verbindlichkeitserklärung dem Reichsbahn-Gesetz, da für eine zwangsweise Festsetzung der Löhne von außen her das Gesetz keinen Raum läßt. Die baldige Entscheidung über diese Rechtsfrage muß herbeigeführt werden.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft wird deshalb zur Entscheidung der Frage, ob sie einer Verbindlichkeitserklärung unterworfen ist, das nach § 44 des Reichsbahn-Gesetzes beim Reichsgericht gebildete besondere Gericht (Reichsbahn-Gericht) unverzüglich anrufen und auf umgehende Entscheidung zur Klärung der Sachlage dringen.

Der Verwaltungsrat genehmigte den Vorschlag der Hauptverwaltung auf Neufestsetzung der §§ 11, 12, 17, 22 und 23 der Personalordnung. (Abgrenzung von Reichs- und Gesellschaftsrecht auf dem Gebiete des Besoldungs- und Pensionswesens.)

Von Fragen technischer Natur wurde besonders der Plan der Elektrisierung der Berliner Stadtbahn und Vorortbahn beraten. Allgemein erkannte der Verwaltungsrat die Notwendigkeit an, die Stadtbahn mit elektrischem Betrieb zu versehen, um dem wachsenden Verkehr Berlins auch auf den Berliner Reichsbahnstrecken gerecht zu werden. Eine angemessene Rentabilität ist zu erwarten, jedoch ist die Durchführung des Elektrisierungsplans von der vorherigen Kapitalbeschaffung abhängig.

Von Bedeutung für Verkehrsinteressenten ist die bevorstehende Verkürzung der Lieferfristen auf den Stand der Vorkriegszeit, sowie die von der Verkehrs-Kreditbank beschlossene Herabsetzung der Frachtstundungsgebühren von 3 auf 2 %₀₀, wodurch vielseitig geäußerten Wünschen aus Wirtschaftskreisen entgegengekommen wird.

Aus dem Reichshaushalt für 1926. (Schluß aus Heft 6.)

II. Seewasserstraßen.

Preußen.

Insgesamt 7 902 500 R.-M., im einzelnen u. a.: 1 210 000 für außerordentliche Sicherungsmaßnahmen an der Süder- und Nordermole in Pillau, 3. Ergänzungsbetrag; 3 500 000 für Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung des Königsberger Seekanals, 9. Teilbetrag; 72 000 für Durchbauung großer Tiefen in der Hafeneinfahrt von Swinemünde, 6. Ergänzungs- und Restbetrag; 1 100 000 für Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, 12. Teilbetrag; 43 000 für den weiteren Ausbau der Ufersicherung der Kaiserfahrt zwischen km 1,8 und 2,8 der Ostseite, 4. Teilbetrag; 285 000 für Sicherung der Kölpinsee-Niederung, 1. Teilbetrag; 50 000 für Wiederherstellung des Leuchtturmes Dornbusch auf Hiddensoe; 90 000 für Hauptinstandsetzung des Reserve-Lotsendampfers „Triton" des Hafenbauamtes Swinemünde; 50 000 für Ersatzbau für ein Werkstättengebäude der Staatswerft Stettin—Bredow, 1. Teilbetrag; 200 000 für den Bau eines Liegehafens in Holtenau für die Fahrzeuge des Wasserbauamtes Kiel, Rest; 284 500 für Sicherung der Köpfe und der ausgekolkten Seiten der Strandbuhnen 11 bis 13 auf der Insel Borkum.

Preußen, Bremen, Hamburg.

225 000 R.-M. für Ausrüstung der wichtigsten Feuerschiffe in der Nordsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungs- und Abstandsbestimmungen bei Nebel, 2. Teilbetrag.

Hamburg.

Insgesamt 5 001 000 R.-M., im einzelnen u. a.: 120 000 für Elbregulierung oberhalb und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen, 6. Teilbetrag; 58 000 für Verbesserung des Fahrwassers der Unterelbe bei Pagensand, Rest; 1 233 000 für Baggerungen in der Unterelbe an der Ostebank, 6. Teilbetrag; 1 800 000 für Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank, 2. Teilbetrag; 50 000 für Umänderungen der Leuchtfeuer an der Unterelbe in elektrische bezw. in Flüssiggasfeuer, Rest; 250 000 für Einrichtung eines Liegehafens mit Tonnen- und Bauhof bei Schulau (Unterelbe), 1. Teilbetrag.

Bremen.

Insgesamt 4 824 000 R.-M., im einzelnen u. a.: 2 700 000 für Ausbau des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser der Außenweser, 5. Teilbetrag; 1 102 000 für Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser, 6. Teilbetrag; 100 000 für Fortführung des Ausbaues des rechten Nebenarmes der Unterweser, 5. Teilbetrag.

Vermischte Ausgaben:

15 000 für Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, 5. Ergänzungsbetrag; 250 000 für Beteiligung an der Internationalen Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftausnutzung in Basel 1926.

Einmalige Ausgaben des außerordentlichen Haushaltes:

I. Reichswasserstraßenverwaltung.

4 040 000 R.-M. für Beteiligung des Reichs an der Neckar-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen; 5 715 000 für Beteiligung des Reichs an der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen; 100 000 für Beteiligung des Reichs an der Teltow-Kanal-Aktiengesellschaft durch Ankauf von Stücken der Teltower Kreisanleihe, Ausgabe X.; 300 000 für Lippe-Kanal Datteln—Hamm; 2 120 000 für zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals; 1 100 000 für Ems-Weser-Kanal; 21 670 000 für Lippe-Kanal Wesel—Datteln; 30 000 für Lippe-Kanal Hamm—Lippstadt; 500 000 für Hohenzollernkanal (Preußisches Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905, § 1 u. 2), 2. Abstieg bei Niederfinow (Liepe), 6. Teilbetrag; 2 500 000 für Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau (Preußisches Gesetz vom 30. Juni 1913), 6. Teilbetrag; 200 000 für Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß-Bubainen, 1. Ergänzungsbetrag; 100 000 für Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau, 1. Teilbetrag; 1 150 000 für Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder (Preußisches Gesetz vom 4. August 1904, § 1 Nr. 1), 6. Teilbetrag; 12 100 000 für Fortsetzung des Kanalbaues östlich Hannover einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes und für Vorarbeiten oder Beteiligung des Reichs an einer oder mehreren für die Fortsetzung des Baues zu bildenden Gesellschaften; 3 200 000 für Fortsetzung des von Preußen 1914 begonnenen und 1919 wieder aufgenommenen Ausbaues des Ihle-Plauer Kanals einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes oder Beteiligung des Reichs an einer für die Fortsetzung des Ausbaues zu bildenden Gesellschaft, 6. Teilbetrag; 5 860 000 für Fortsetzung des von Preußen 1919 begonnenen Ausbaues des Oder-Spree-Kanals einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes sowie für Verbesserungen der Schiffahrtverhältnisse im äußeren Fürstenberger See, 6. Teilbetrag; 1 740 000 für Ausbau des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe, Rest.

II. Angelegenheiten des Kraftfahrwesens.

900 000 R.-M. für Erweiterung der Beteiligung des Reichs an den Kraftverkehrsgesellschaften.

III. Angelegenheiten des Eisenbahnwesens.

4 000 000 R.-M. für Unterstützung des Baues von Kleinbahnen und Bahnen, die den Kleinbahnen gleichzuachten sind.

Neckarbrückenbau. Durch die Ausführung der Neckarkanalisierung wird für die Staustufe Ladenburg eine Flußschleife abgeschnitten. Infolgedessen muß die Wagenfähre, die den Verkehr der beiden Orte Ilvesheim und Seckenheim vermittelte, eingehen. An ihrer Statt wird an den östlichen Ortsenden eine Straßenbrücke erbaut werden, die das Hochwasserprofil des Neckars mittels dreier Öffnungen von $96{,}60 + 2 \times 34{,}50$, zusammen 165,60 m überspannt. Die Unterkante des eisernen Oberbaues liegt am Ufer 1 m, in der Mitte 1,80 m über dem Hochwasserspiegel. Die Brückenbreite beträgt 9 m, wovon 6 m auf die mit Kleinpflaster versehene Fahrbahn und je 1,50 m auf die beiderseitigen erhöhten Gehwege entfallen. Der Bau ist zu 1 060 000 R.-M. veranschlagt. Baupflichtig sind die beiden Gemeinden, denen zur Durchführung erhebliche Beiträge von der Neckar-A.-G., dem Staate, dem Kreise und der Stadt Mannheim gewährt worden sind. Die Arbeiten, die unter Leitung der technischen Staatsbehörde ausgeführt werden, kommen mit Frühjahrsbeginn in Gang. Das hierzu erforderliche Ausschreiben ist von der Wasser- und Straßenbaudirektion Karlsruhe mit einer Bewerbungsfrist bis zum 8. März d. J., vormittags 10 Uhr, für zwei Widerlager, zwei Flußpfeiler mit 2400 m^3 Beton und für den eisernen Überbau mit 1375 t hochwertigem Baustahl St 48 erlassen worden. Die Baustelle liegt 7 km neckaraufwärts oberhalb Mannheim. Die Bedingungen und Entwurfsunterlagen sind von der genannten Behörde gegen Zahlung von 15 R.-M. zu beziehen. Zuschlagfrist bis 7. April. Es darf auch ein bindendes Angebot auf einen gleichwertigen Gegenentwurf abgegeben werden. C.

Die Schloßbrücke in Charlottenburg als baufällig gesperrt. Nach einer Notiz der D. A. Z. hat der Polizeipräsident von Berlin, Abteilung II, dem Berliner Bezirksvereine deutscher Ingenieure mitgeteilt, daß die im Jahre 1901 von der preußischen Wasserbauverwaltung errichtete Schloßbrücke in Charlottenburg — eine Straßenbrücke mit Eisenüberbau von 53 m Stützweite und 22 m Breite — im Laufe der Jahre unter den dynamischen Einwirkungen des Verkehrs, die sich dauernd gesteigert haben, viel stärker beansprucht worden ist, als seinerzeit angenommen war und als die Konstruktion und der Querschnitt des Stabwerks gestattete. Der Eisenüberbau hat sich zufolge der Beanspruchung gestreckt, sich über die Lager geschoben und scharf an die Schildmauer der Landpfeiler gepreßt. Da der Zustand der Brücke bedenklich und gefährlich erscheint, mußte sie am 2. Dezember 1925 für den öffentlichen Verkehr (ausgenommen die Fußgänger) gesperrt werden. Die betreffs eines Neubaues der Brücke eingeleiteten Verhandlungen sind noch nicht abgeschlossen. In Rücksicht hierauf wie auch in Rücksicht auf den Umstand, daß das endgültige Ergebnis der Untersuchungen, insbesondere auch bezüglich eines etwaigen Ausreichens der Widerlager noch nicht vorliegt, können weitere Erklärungen über die näheren Umstände zurzeit noch nicht abgegeben werden.

Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. **Lippart** scheidet aus dem Vorstande der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (MAN) aus, der er 35 Jahre angehört hat. Er ist ein eifriger Förderer aller Bestrebungen, die der technisch-wissenschaftlichen Ausbildung unserer Ingenieure dienen. Seit Jahren hat er den Vorsitz im Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen, ferner ist er erster Vorsitzender der Freunde der Technischen Hochschule München und hat sich in dieser Eigenschaft besonders für eine zeitgemäße Ausgestaltung der wirtschaftlichen Ausbildung für die Studierenden der Technischen Hochschule eingesetzt.

Emporsteigen von Ton im Schotterbett des Eisenbahnunterbaues. Bei Eisenbahnen ergeben sich öfters Schwierigkeiten, indem bestimmte Tonarten im Schotterbett und selbst zwischen den Schwellen emporsteigen. Die Folge davon ist unruhige Lage des Gleises, und zwar zeitweise dermaßen, daß man gezwungen ist, die Fahrgeschwindigkeit einzuschränken, damit die Züge sicher verkehren können.

In der „Revue générale des Chemins de fer“ 1925, Nr. 4, sind diesem Gegenstande zwei Aufsätze gewidmet. In dem ersten stellt Jullien, Oberingenieur des Bahndienstes bei der Compagnie d'Orléans, die Tatsachen fest, beschreibt diese und nennt einige Mittel, die keine oder ungenügende Verbesserung gebracht haben (größere Schwellenzahl; Eisenbetonplatten unter dem Schotterbett; Ausgraben des emporgestiegenen Tones; eine Schicht Kohlenasche mit Kalk gemischt). Zum Schluß wird erwähnt, wie in Amerika dem Übelstande begegnet wird, nämlich durch Aufbringen einer 0,30 m dicken Schicht feiner Kohlenasche auf den Ton und unter das Schotterbett, das unter der Schwelle eine Dicke von 0,45 m hat; ein Mittel, das auch hier nicht unbekannt ist und wiederholt gebraucht wurde. Was die Dicke der Kohlenaschenschicht betrifft (man kann m. E. ebensogut feinen Sand nehmen), so ist zu bemerken, daß diese nicht nur von der Dicke des Schotterbettes abhängt, sondern auch von der Schwellenentfernung, die in Amerika sehr gering ist (etwa 2000 Schwellen je km Gleis).

Der zweite Aufsatz stammt von Sabouret, Oberingenieur des technischen Dienstes bei der Compagnie d'Orléans. Der Verfasser hat ein Mittel gesucht, um die Ursachen des Emporsteigens des Tones im Schotterbett studieren zu können und dabei womöglich festzustellen, woher es kommt, daß eine verhältnismäßig dünne Schicht von Sand oder Kohlenasche imstande ist, das Emporsteigen zu verhindern, und ferner zu ermitteln, wie dick diese Schicht bei den verschiedenen Verhältnissen sein muß. Der letzte Punkt ist von großer wirtschaftlicher Bedeutung, da das Aufbringen einer Sandschicht wohl entscheidend, aber auch kostspielig ist.

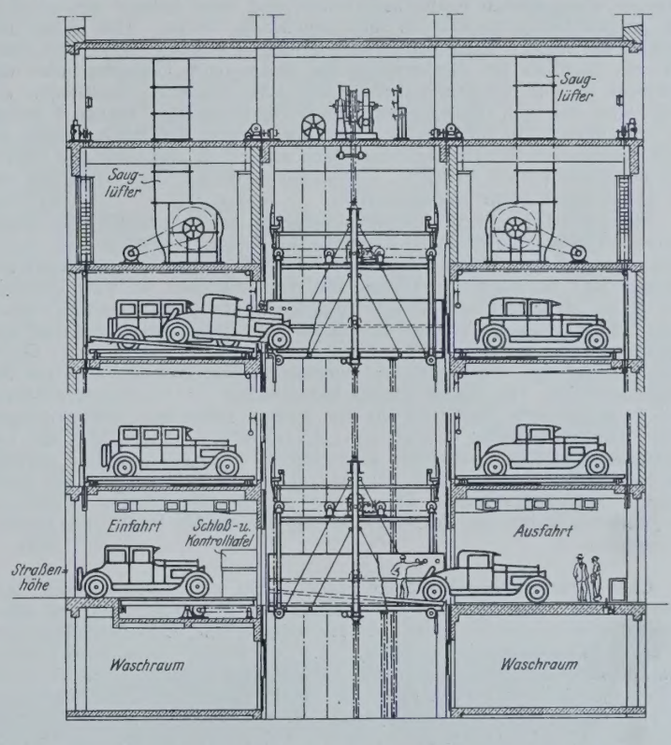
Sabouret hat eine Einrichtung erdacht, die aus einem oben offenen Kasten besteht, der an der Innenseite 0,70 m lang, 0,30 m breit und 0,70 m hoch ist; eine der großen Wände von 0,70 × 0,70 m Fläche ist abnehmbar. Der Kasten wird flach auf den Boden gelegt und mit Ton und Schotter oder mit Ton, Sand und Schotter ausgefüllt, in der Weise, daß der Ton unten, der Schotter oben in dem Kasten zu liegen kommt, wenn dieser wieder aufrecht gestellt ist. Während des Einfüllens werden zwischen die verschiedenen Stoffe Bleche gelegt, die nach dem Füllen herausgezogen werden. Wenn der Kasten vollgefüllt ist, wird die Seitenwand wieder angebracht und befestigt und der Kasten aufrecht gestellt. Auf der offenen Oberfläche werden jetzt zwei hölzerne Stempel von 0,20 × 0,20 m Grundfläche angebracht. Diese Stempel werden beschwert mit einer Welle, die weiter in der Weise belastet wird, daß der Ton denselben Druck wie in Wirklichkeit bei der Zugbelastung erfährt, das sind ungefähr 1,5 t/m². Weiter gießt man in den Kasten so viel Wasser, wie voraussichtlich der Ton in Wirklichkeit wird aufnehmen müssen.

Jetzt wird an jeder Seitenwand von 0,70 × 0,70 m Fläche eine Art Lufthammer befestigt, der aus einem hohlen Zylinder von 10,5 kg Gewicht besteht, in dem ein eiserner, durch Preßluft bewegter Stempel von 1,8 kg Gewicht 1500 Doppelschwingungen in der Minute macht. Man könnte den Kasten auch auf eine Schaukeltafel, wie in der Gießereitechnik gebräuchlich, stellen; untersucht wird, mit welchem Verfahren man die besten Ergebnisse erhält.

Man kann, wenn der Lufthammer eine Zeit lang, die aufgezeichnet wird, gearbeitet hat, die Seitenwand abnehmen, nachdem der Kasten unter 45° geneigt wurde, und dann erwünschtenfalls durch ein Lichtbild feststellen, wie die Stoffe sich benommen haben. Aus den dem Aufsatze beigefügten Lichtbildern ersieht man deutlich, wie der Ton im Schotter emporgestiegen ist; wie es bei einem Schotterbett aus Kiessand geschieht, daß sich der Ton zwischen den beiden Stempeln emporarbeitet; wie die Höhe des Emporsteigens zunimmt, je länger der Lufthammer gearbeitet hat, und wie das Emporsteigen ganz verhindert werden kann, wenn sich eine 15 cm dicke Schicht von feinem Sand zwischen Ton und Schotter befindet. C. D.

Die Staumauer von Sennar-Makwar im Blauen Nil, über deren Bau in der „Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 127, eingehend berichtet wurde, ist am 21. Januar d. J. feierlich dem Betriebe übergeben worden. Durch diese Mauer können bis zu 636 Mill. m³ Nilwasser aufgestaut werden, wodurch der Wasserstand des Blauen Nils auf einer Strecke von rd. 95 km stromaufwärts beeinflußt wird.

Ein Hochhaus mit Hochhausautogarage wird gegenwärtig in Chicago, in der Nähe von dem bekannten „The Loop“, gebaut. Es hat den Namen „The Jewellers Building“ erhalten und umschließt einen rechteckigen Block zwischen vier Straßen. Der Hauptbau wird 23 Stockwerke hoch und soll an einer Ecke mit einem flankierenden Turm von 160 m Höhe und 40 Stockwerken versehen werden. Da das Geschäftshaus, das den äußeren Kranz des Baublocks bildet, so angelegt wird, daß alle Räume Tageslicht von den Straßenfronten bekommen, soll der umschlossene Innenraum, also der Teil, der sonst den Lichthof bildet, mit einem Hochhaus für Autounterbringung bebaut werden, das 22 Stockwerke vorsieht. Der gesamte Bau, Geschäftshaus und Autogarage, bildet konstruktiv eine



Einheit; er wird mittels 120 Brunnen gegründet, die bis auf den in etwa 25 m Tiefe anstehenden Grundfelsen hinabgeteuft sind. Die Hochhausgarage, die also im Innern des „Jewellers Building“ zu liegen kommt, wird mit vier Fahrstühlen ausgerüstet, die die vorgesehenen 572 Autoräume (Boxen) bedienen sollen. Die Boxen sind nicht wand- und fußbodenfest mit dem Gebäude verbunden, sondern einzeln als Kasten ausgebildet, die wagerecht beweglich sind, so daß sie in beliebiger Reihenfolge auf maschinellem Wege vor den Schacht des zugehörigen Fahrstuhles gebracht werden können. Zu jedem der vier Fahrstühle gehören zwei Räume, die in Straßenhöhe zu beiden Schmalseiten des der Autoform entsprechenden länglichen Fahrstuhls angeordnet sind. Der eine dieser Räume ist für die Einfahrt, der andere für die Ausfahrt bestimmt. Die Autoräume haben nach der Fahrstuhlseite zu schottförmige Türen, ähnlich wie bei den Fahrstühlen des Hamburger Elbtunnels. Ein- und Ausfahrträume sowie die Fahrstühle haben U-förmige Spurrinnen, in denen die Autoräder laufen.

Die Bedienung der Garage geschieht, wie nachstehend beschrieben werden soll (s. Abb.): Das ankommende Auto fährt durch die Einfahrt vor einen der vier Fahrstühle. Der Garageverwalter stellt an Hand einer Tafel fest, welche Boxen frei sind, entnimmt einer Schloßtafel den Schlüssel, der zu einem freien Raum gehört, und übergibt ihn dem Autoführer als Empfangsbescheinigung. Durch den Vorgang der Entnahme des Schlüssels aus der Schloßtafel wird der entsprechende Garageraum mittels einer Maschine (Traversenanordnung) vor den Fahrstuhlschacht gebracht. Durch Druck auf einen elektrischen Kontakt wird die U-förmige Spurbahn des Einfahrtraumes in eine schräge Lage gebracht, wodurch das Auto von selbst in den Fahrstuhl hineinrollt, dessen Tür sich durch die Herausnahme des Schlüssels von selbst geöffnet hat. Hier wird es durch Radpuffer zum Stehen gebracht. Sobald der Fahrstuhl, der von einem besonderen Führer bedient wird, die gewünschte Stockwerkhöhe erreicht hat,

öffnet sich die Tür zu dem freien Raum, der das Auto aufnehmen soll, ebenfalls von selbst, und der Wagen rollt selbsttätig hinein, weil die Spurbahn im Fahrstuhl auch auf maschinellem Wege in eine entsprechende Schräglage gebracht wird. Dadurch, daß der Fahrstuhl nach Absetzung des Autos wieder hinabfährt, schließt sich die Tür zu der nunmehr besetzten Autobox von selbst und kann nur dadurch geöffnet werden, daß der dem Einlieferer des Autos übergebene Schlüssel zurückgeliefert und wieder in die Schloßtafel eingeführt wird.

Wenn das Auto abgeholt werden soll, liefert der Besitzer den übergebenen Schlüssel nach Zahlung der Miete zurück. Der Verwalter führt ihn in das entsprechende Loch der Schloßtafel hinein, wodurch sich der Vorgang, der sich bei der Einlieferung abgespielt hat, in umgekehrter Reihenfolge wiederholt. Im Dachraum sind Sauglüfter für die Entlüftung der Garage untergebracht, während im Kellerraum Gelegenheit zur Reinigung der Autos gegeben ist.

Es handelt sich im vorliegenden Fall um eine neue Bauart, die mit allen zeitgemäßen Errungenschaften der Technik ausgerüstet ist. Der Entwurf ist von dem kürzlich verstorbenen Ingenieur Joachim Giäver, Chicago, aufgestellt worden. Nils Buer.

Klinkerpflaster in Straßenbahngleisen. Die Erhaltung des Pflasters zwischen und neben den Straßenbahngleisen in gutem Zustande macht bekanntlich erhebliche Schwierigkeiten. Das Pflaster wird an dieser Stelle außergewöhnlich stark beansprucht. Neben der Belastung durch die Straßenfahrzeuge muß es auch noch die von den Straßenbahnwagen durch die Schienen übertragenen Kräfte aufnehmen, und diese äußern sich namentlich an den Schienenstößen in sehr unliebsamer Weise. Hier dringt besonders das Wasser infolge der Auflockerung der Straßendecke, die ihrerseits ein Ergebnis der Stoßwirkung der Räder beim Übergang über die Stoßlücke ist, in den Straßenkörper ein und richtet Verwüstungen an. Meist wird der vom Gleis eingenommene Straßenstreifen ebenso b festigt wie der übrige Teil der Straße. Asphalt erweist sich aber hierbei als nicht genügend dauerhaft, Holz nutzt sich schnell ab und kann den Durchtritt von Wasser nicht verhüten, Granitpflaster ist sehr teuer und gibt auf die Dauer keine glatte Oberfläche.

Eine amerikanische Straßenbahngesellschaft hat gute Erfahrungen damit gemacht, daß sie die Straßen, in denen ihre Gleise liegen, in etwa 2,5 m Breite mit Klinkern pflastert, gleichviel wie im übrigen die Straßendecke befestigt ist. Nachdem der Untergrund gut entwässert ist, wird zunächst eine 20 cm starke Schlackenschicht aufgebracht und gut abgerammt; durch diese Schicht wird das Wasser, das durch die Straßendecke eindringt, gut abgeleitet. Auf die Schlacke, halb in sie eingebettet, werden die Querschwellen verlegt. Nachdem der Oberbau vorgestreckt ist, wird auf die Schlackenschicht eine 15 cm starke Betonschicht im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 5 aufgebracht, die etwa bis zur halben Höhe des Schienensteges reicht. Auf den Beton kommt eine 2,5 cm starke Sandschicht, die gut abgewalzt wird, und auf diese wird endlich das Klinkerpflaster verlegt. Die Sandschicht bildet dabei eine den Druck verteilende und die Stoßwirkung mildernde Decke. Die Fug n des Klinkerpflasters werden in ihrer unteren Hälfte mit Zementmörtel, in der oberen Hälfte mit Asphalt ausgegossen. Wkk.

Eine Betonbrücke im Hochwasser. Bei dem Umbau eines Flußbettes in der Stadt Pueblo in Colorado traf der Wasserlauf mit einer Eisenbahn so zusammen, daß bei Hochwasser die Eisenbahngleise um 1,2 m überflutet werden konnten. Da es wegen eines benachbarten Bahnhofs nicht möglich war, die Gleise bis auf eine hochwasserfreie Höhe zu heben, entschloß man sich, sie in einem wasserdichten Betontrog, der bei Hochwasser in das Wasser eintaucht, über den Fluß zu führen. Das neue Flußbett liegt so am Hang, daß es auf der einen Seite in ihn eingeschnitten ist, während das andere Ufer durch einen Damm gebildet wird, der sich bis 5 m über Gelände erhebt. Damit die Brücke nicht von den Enden her überflutet würde, mußte sie an diesen Damm wasserdicht angeschlossen werden, und auch an der Hangseite mußte ein wasserdichter Abschluß vorgesehen werden. Es ergaben sich aus der eigenartigen Aufgabenstellung einige Besonderheiten in der Bauart dieser Brücke. Um namentlich auch der Gefahr zu begegnen, die durch den Auftrieb entsteht, wenn das Hochwasser die Brücke einhüllt, wurde sie in Beton ausgeführt.

Die viergleisige Brücke von etwa 61 m Lichtweite führt mit vier Öffnungen über den Fluß. Jedes der vier Gleise liegt in einem Trog für sich; je zwei benachbarte Tröge haben eine gemeinschaftliche Mittelwand. Die Tröge werden von einer Bodenplatte und seitlichen Wangen gebildet, die sich etwa 2,45 m über S.O. erheben. Die am weitesten flußaufwärts gelegene Wange ist 90 cm höher als die anderen, um dem Aufstau zu begegnen, der bei Hochwasser infolge des Eintauchens der Brücke entsteht.

Damit der Auftrieb die Brücke nicht von ihren Lagern abheben kann, hat man sie mit ihren vier Pfeilern aus einem Stück hergestellt und so deren Gewicht dazu herangezogen, das Gewicht der Brücke zu vermehren. Da die Pfeiler aber infolge dieser Anordnungen bei den durch Wärmewechsel, Bremswirkung usw. hervorgerufenen Längsbewegungen auf Biegung beansprucht werden, mußten sie biegungs est, also ebenso wie die Brückentröge mit Eiseneinlagen hergestellt werden. Die Widerlager haben an ihrer Rückseite ausgekragte wagerechte Platten, so daß das Gewicht der hierauf ruhenden Hinterfüllung die Standfestigkeit der Widerlager erhöht.

Um den Längsbewegungen der 61 m langen Tröge auf den Endwiderlagern Rechnung zu tragen, ruhen sie hier in ganzer Breite auf doppelten Zinkplatten, von denen die obere 9,5 mm, die untere 16 mm stark ist.

Die Tröge haben eine obere Lichtweite von 4,9 m. Die Randträger sind 53 cm, die mittleren 91 cm dick. Sie sind nach unten verbreitert. Eine solche Verbreiterung wäre an sich für die Längsträger nicht nötig; sie ermöglicht aber eine bessere Aufnahme der Scherkräfte, vermindert die freitragende Breite der Betonsohle und erhöht das Gewicht, wirkt also dem Auftrieb entgegen. Die Schwellen sind in eine 40 cm starke Schotterschicht eingebettet.

Die Bewehrung der Längsträger besteht im wesentlichen aus Quadrateisen 25 · 25 mm, die der Sohle des Troges aus Quadrateisen 19 · 19 mm. Die Längseisen wurden in Längen bis 21 m eingebaut. Im ganzen wurden 113,5 t Eisen zur Bewehrung der Tröge verbraucht.

Die Pfeiler sind durch eingebettete Schienen fest mit den Gleiströgen verbunden. Die Kopfbreite der mittleren, die am wenigsten Längsbewegung aufzunehmen haben, beträgt 91 cm, die der seitlichen 61 cm. Sie haben einen beiderseitigen Anlauf von etwa 1 : 50 und sind auf beiden Seiten mit Quadrateisen 19 · 19 mm in 10 cm Abstand bewehrt. Ihre Höhe beträgt bis zu rd. 10 m. Sie sind ebenso wie die Endwiderlager auf festen Fels gegründet. Die Heranziehung der Hinterfüllung zur Belastung der Endwiderlager bedeutete eine erhebliche Ersparnis an Beton gegenüber einer Bauart, bei der die Widerlager allein durch ihr Gewicht dem Erddruck zu widerstehen hätten.

Das hohe Gewicht der Betontröge macht auch sehr schwere Schalungen erforderlich. Da der Bau, um Hochwasser zu vermeiden, mit der größtmöglichen Schnelligkeit ausgeführt werden mußte, wurde die ganze Brücke auf einmal eingeschalt. Um die Arbeiten bei Frost, der während der Bauzeit eintrat, nicht unterbrechen zu müssen, wurde die Brücke überdacht und seitlich mit Rupfen abgeschlossen. Das Anmachwasser für den Beton wurde in einem Kessel angewärmt. Der abgeschlossene Raum über der Brücke wurde beheizt.

Neben der Eisenbahnbrücke läuft eine Straßenbrücke, ebenfalls aus Eisenbeton mit 6 m breiter Fahrbahn, hin. Sie stützt sich auf einer Seite auf die Eisenbahnbrücke und auf der anderen auf zylindrische Pfeiler. Wkk.

Geh. Baurat Dr. v. Rieppel †. Am 31. Januar starb in Nürnberg der ehemalige langjährige Generaldirektor der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Geh. Baurat Dr. Anton v. Rieppel. Er wurde am 17. April 1852 in Hopfau (Oberpfalz) geboren und genoß seine wissenschaftliche Ausbildung an der Technischen Hochschule München. 1876 kam er in den Betrieb der Gustavsburger Brückenbauanstalt, deren Leitung er 1884 übernahm. 1888 wurde er an die Maschinenbau A.-G. Nürnberg berufen, 1889 Vorstandsmitglied in diesem Unternehmen, 1892 alleiniger Vorstand der Fabrik und 1898 gemeinsam mit Herrn v. Buz Generaldirektor der Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg. 1913 erhielt er die gesamte Leitung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg übertragen und hat dem Unternehmen vorgestanden, bis er 1921 aus gesundheitlichen Gründen zum Rücktritt genötigt wurde.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Wist, Vorstand des E. B. A. 1 Dortmund, als Mitglied zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) und Dr. jur. Karner, Referent der R. B. D. Augsburg, in gleicher Eigenschaft zum Verkehrsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München; die Reichsbahnräte Dr. jur. Bauer, Vorstand des E. V. A. Meiningen, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Breslau, Feldmann, Vorstand des E. V. A. Gummersbach, als Vorstand zum E. V. A. Braunschweig, Strähle, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, als Leiter einer Abteilung zum Eisenbahnwerk Brandenburg West, Meth, bisher in Gleiwitz, zum E. B. A. Beuthen (Oberschles.), Ernst Wolff, bisher bei der R. B. D. Stettin, als Vorstand zur E. B. A. Gleiwitz, Seebandt, Abnahmebeamter beim Abnahmeamt 2 Berlin, zur R. B. D. Schwerin, Fabarius, Abnahmebeamter in Lübeck, zur R. B. D. Cassel und Dulitz, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Oldenburg, zum Abnahmeamt 2 Berlin mit amtlichem Dienstort in Lübeck und der Reichsbahnamtmann Timmermann, Frankfurt (Main), als Vorstand zur Verkehrskontrolle I Darmstadt.

Überwiesen: Reichsbahnbaumeister Fritz Scherzer von der R. B. D. Ludwigshafen zum E. A. W. daselbst.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnoberrat Gustav Schiller Werkdirektor des E. A. W. Cannstatt.

Ausgeschieden: den Reichsbahnräten Friedrich Jaeger, Dortmund, zurzeit beurlaubt, und Henkes, bisher in Rathenow, ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Reichsbahndienste erteilt.

INHALT: Die Beseitigung der Grundwasserüberflutungen und die Ableitung des Grundwassers in den verseuchten Wohnbezirken von Hohen-Neuendorf bei Berlin. — Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst unter Verwendung von Schwenkmasten. — Kritische Vergleiche über die theoretisch ermittelten Fortschrittsgeschwindigkeiten der Wasserwellen mit deren beobachteten Werten, im Zusammenhange mit denjenigen der Tidewellen in Flußmündungen. — Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmung und Fliehkraft auf die Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Aus der Tagung des Verwaltungsrats der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. bis 28. Januar 1926. — Aus dem Reichshaushalt für 1926. (Schluß.) — Neckarbrückenbau. — Schloßbrücke in Charlottenburg als baufällig gesperrt. — Ausscheiden des Geh. Baurats Dr.-Ing. ehr. Lippart aus dem Vorstande der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (MAN). — Emporsteigen von Ton im Schotterbett des Eisenbahnunterbaues. — Staumauer von Sennar-Makwar im Blauen Nil. — Hochhaus mit Hochhausautogarage. — Klinkerpflaster in Straßenbahngleisen. — Betonbrücke im Hochwasser. — Geh. Baurat Dr. v. Rieppel †. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 19. Februar 1926 | Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Die Talsperre bei Goldentraum, erbaut 1919 bis 1924.

Von Baurat Dr.-Ing. ehr. **Bachmann,** Hirschberg (Schlesien).

Die günstigen Erfahrungen mit den Talsperren Marklissa und Mauer im besonderen auch in der Ausnutzung der Wasserkräfte für die Erzeugung von Elektrizität und der rasch gewaltig angestiegene Bedarf an Elektrizität in dem angeschlossenen Versorgungsgebiete veranlaßten den Provinzialverband von Schlesien, den Bau einer zweiten Talsperre im Queis, bei Goldentraum, unmittelbar nach dem Kriege auf eigene Kosten in Angriff zu nehmen.

Die Talsperre bei Goldentraum ist unmittelbar am oberen Ende des Staubeckens der Talsperre bei Marklissa, in einer natürlichen Talenge, deren Queissohle auf 280,0 N. N. liegt, errichtet (Abb. 1). Sie faßt bei einem Stau von rd. 30 m Höhe bis Überlaufkrone = 310,0 N. N. rd. 10 500 000 m³, die bei einer Überströmung des Überlaufes von etwa 1,2 m auf 12 000 000 m³ steigen können. Der Stau der Talsperre reicht von Goldentraum bei einer Länge von 8,2 km bis unter die Straßenbrücke der Stadt Greiffenberg und hat eine Oberfläche von 125 ha. Das hier durch abgesperrte Flußtal wies in der Hauptsache Buschland, Wiesen- und Waldbestand auf. Außer zwei Wassertriebwerken und einigen kleineren Gebäuden am Ausgang von Neuwarnsdorf sind Baulichkeiten der Anlage nicht zum Opfer gefallen.

Das zugehörige, bis zum Kamme des Isergebirges hinaufreichende Niederschlagsgebiet umfaßt 284 km².

Die Sperrmauer (Abb. 2 u. 3). Die Absperrungsstelle liegt durchweg in Gneisgestein, das am linken Ufer bis zur Krone der Sperrmauer hinauf nackt und steil zutage trat, während es am rechten Ufer nur wenig, bis etwa 3 m überlagert war. Die Gründung der Mauer reicht demgemäß an der tiefsten Stelle nur rd. 5 m tief, so daß die größte Höhe der Sperrmauer von der mit Beton ausgeglichenen Sohle rd. 36 m beträgt. Die Sperrmauer ist unten 27 m und oben 5 m breit und in Gewölbeform mit einem Halbmesser von 158 m zwischen die Felswände gespannt. Sie reicht bis zur Höhe 312,0 N. N., d. h. 2 m über den höchsten Stau hinauf und ist an der Krone gemessen 170 m lang. Sie enthält 37 300 m³ Bruchsteinmauerwerk. Die Wasserseite der Sperrmauer hat zur Abdichtung einen i. M. 5 cm starken Zement-Traß-Verputz erhalten, der nur in dem oberen, häufiger frei stehenden Teil von rd. 6 m Höhe durch eine i. M. 0,60 m starke, mit dem Hauptmauerkörper durch Verzahnung verbundene Schutzmauer gesichert ist. Durch die Sperrmauer sind zwei Grundablaßrohre von 1,40 und 1,0 m Durchm. geführt, die durch doppelten Schieberverschluß verschließbar sind. Die wasserseitigen Reserveschieber werden von der Krone der Sperrmauer mittels in Betonschächten untergebrachter Windewerke und die Schieber an der Luftseite durch unmittelbar aufgebaute Windewerke betrieben (Abb. 2 u. 3).

Oben am linken Flügel der Sperrmauer ist ein rd. 48 m langes Überlaufwehr angelegt, dessen massive Wehrmauer bis zur Höhe 309,30 N. N. reicht, auf die zwei 0,70 m hohe umlegbare eiserne Klappenwehre aufgesetzt sind, die bei Hochwasser eine Senkung des Stauspiegels zur wirksameren Entlastung gestatten. Die Klappen können durch elektrisch betriebene Windewerke umgelegt und aufgerichtet werden. Das den Über-

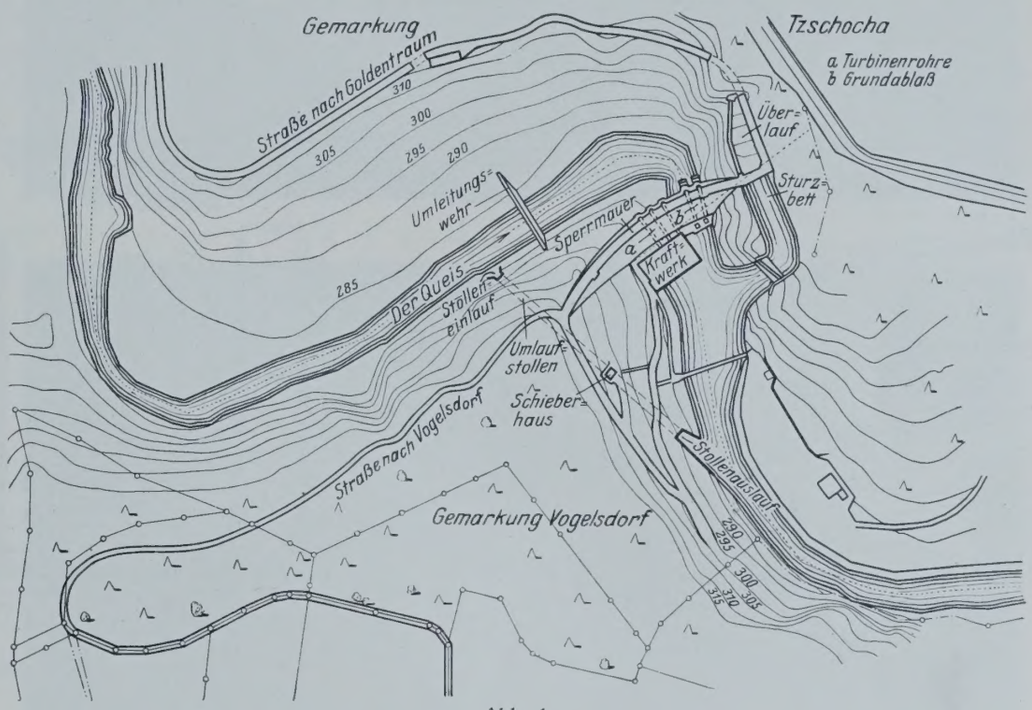


Abb. 1.

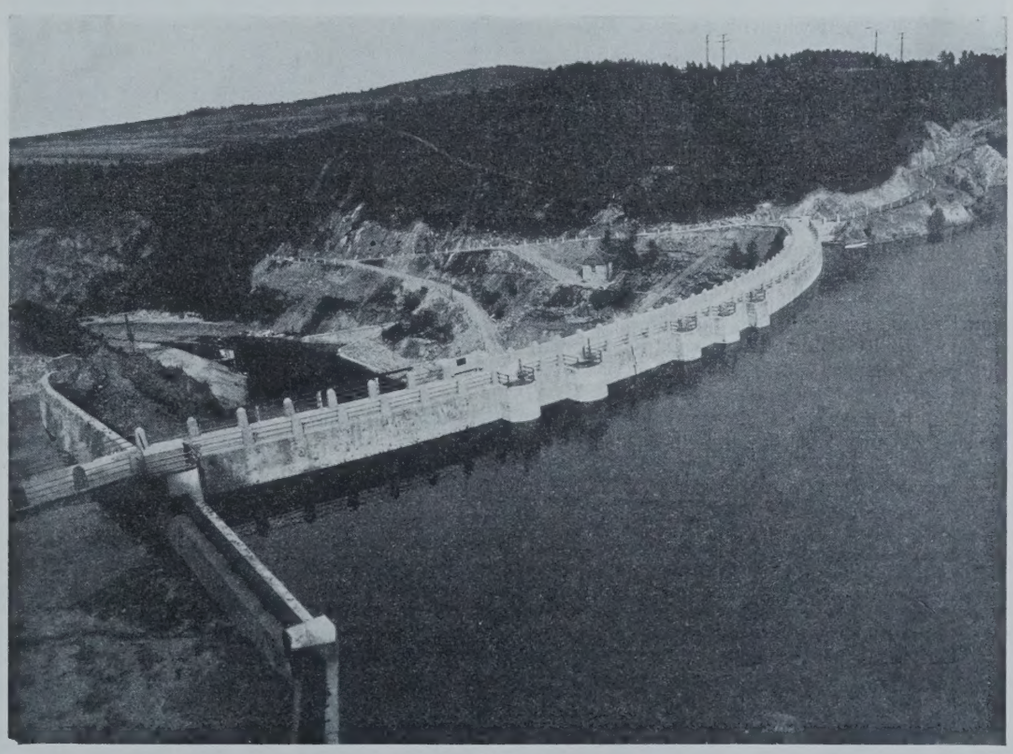


Abb. 2.

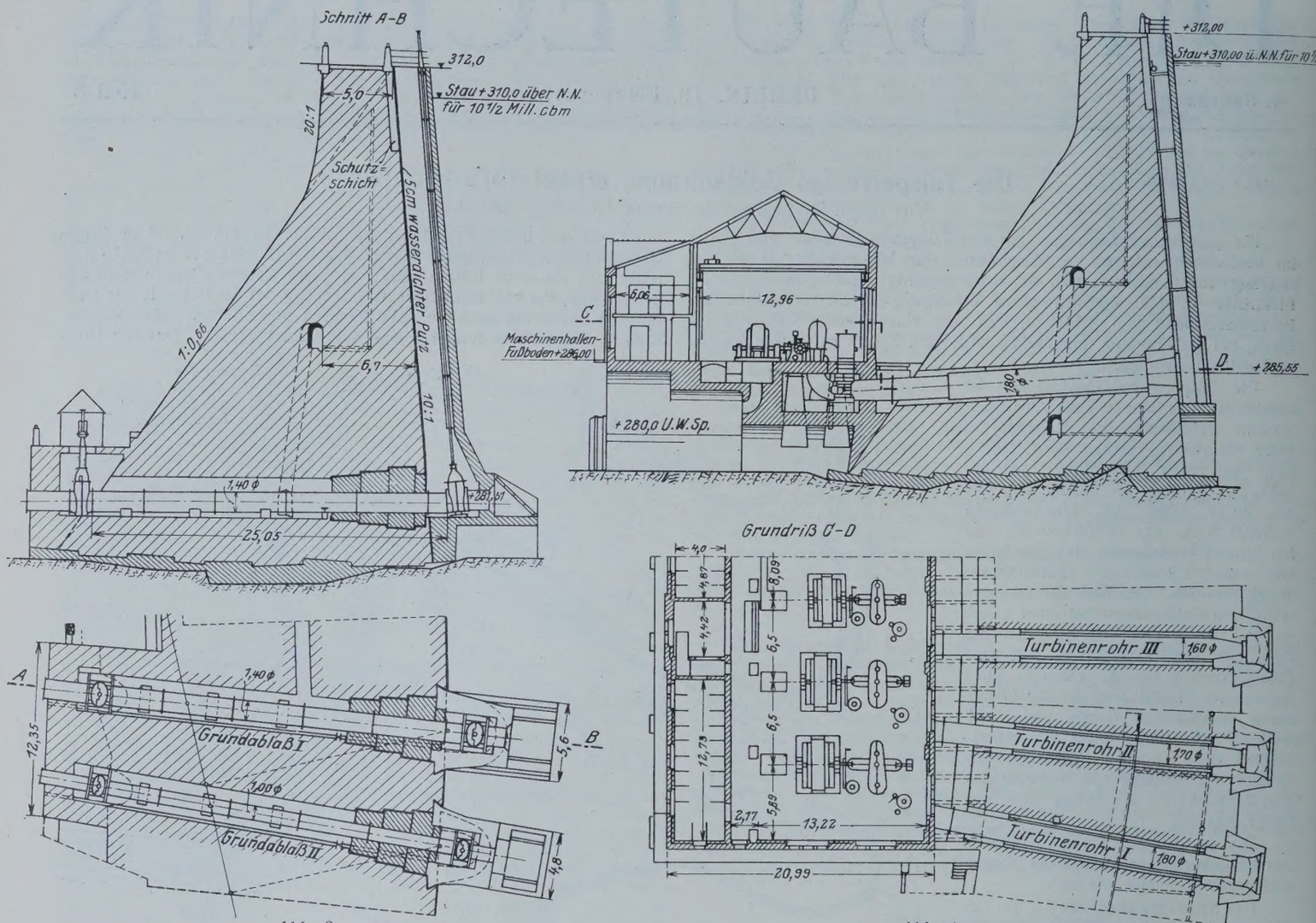


Abb. 3. Abb. 4.

lauf überströmende Wasser fällt in ein gemauertes Absturzbecken, von dem es durch einen Abflußkanal nach dem Queis unterhalb der Talsperre zu abgeführt wird (Abb. 1 u. 6).

Das Kraftwerk. Durch die Sperrmauer sind ferner drei rohrartig gemauerte Rohrdurchlässe von 1,80 m, 1,70 m und 1,60 m Durchm. angelegt, die an der Luftseite der Sperrmauer in eiserne Rohrleitungen übergehen und das Betriebswasser nach den Turbinen in dem unmittelbar am Fuße der Sperrmauer errichteten Kraftwerk leiten (Abb. 4). Diese Rohrdurchlässe haben an der Wasserseite einen Notverschluß durch Rollschütze erhalten, deren Gestänge ebenso wie die der Grundablaßrohre in Betonschächten untergebracht sind und bis zu den Windewerken auf der Krone der Sperrmauer hinaufreichen (Abb. 4). Unmittelbar vor den Turbinen ist ferner je ein hydraulisch bewegter Betriebsschieber in die Rohrleitung eingebaut. An jedes dieser drei Rohre ist eine Francis-Spiralturbine angeschlossen, und zwar von 2860 + 2150 + 1000 PS, zusammen = 6010 PS. Mit den Turbinen sind Drehstromerzeuger mit 10000 V Spannung von 2900 + 2100 + 1200 kVA, zusammen = 6200 kVA gekuppelt.

Die jährliche Kraftleistung ist je nach der Ergiebigkeit der Niederschläge zu etwa 5 bis 6 Mill. kWh anzunehmen.

Der Umlaufstollen. In Rücksicht auf die ständige Hochwassergefahr wurde der Queis für die Ausführung der Sperrmauer wieder in der bewährten Weise durch einen Umlaufstollen mit Umleitungswehr durch den vorspringenden Bergrücken am rechten Ufer geleitet. Der Umlaufstollen hat eine Länge von 150 m und eine lichte Breite von 5 m erhalten. Nach Fertigstellung der Sperrmauer wurde der Umlaufstollen wie an der Talsperre bei Marklissa durch einen Betonpfropfen verschlossen, in den zwei Grundablaßrohre von je 1,40 m Durchm. eingebaut sind. Auch diese Grundablaßrohre haben doppelten Schieberverschluß, deren Gestänge in einem durch den Fels nach oben getriebenen Schieberschacht und deren zugehörige Windewerke in einem darüber errichteten Schieberhause untergebracht sind (Abb. 5). Der Umlaufstollen ist nur unmittelbar am Einlauf und in dem Teil unterhalb der Grundablaßrohre mit Bruchsteinen ausgemauert.

Die Leistungsfähigkeit der Entlastungsanlagen. Die drei Grundablaßrohre von je 1,40 m Durchm. können bei vollem Staubecken je 30 m³/Sek. und das Grundablaßrohr von 1 m Durchm. in der Sperrmauer rd. 12 m³/Sek. abführen, so daß durch die Grundablaßrohre im ganzen rd. 100 m³/Sek. zum Abfluß gelangen können. Der Hochwasserüberlauf kann durch Umlegung der Klappen bei vollgefülltem Staubecken bis 310 N. N. 58 m³/Sek. und bei einem Stau bis Mauerkrone = 312 N. N. 460 m³/Sek. abführen, so daß an der Talsperre im ganzen rd. 560 m³/Sek. abfließen können, ehe eine Überflutung der Sperrmauer eintreten könnte. Bei den größten bisher beobachteten Hochfluten hätte der Zufluß zur Talsperre Goldentraum unter der Einwirkung des Stauweihers am Langwasser diese Zuflußmenge nicht erreicht. Außer an

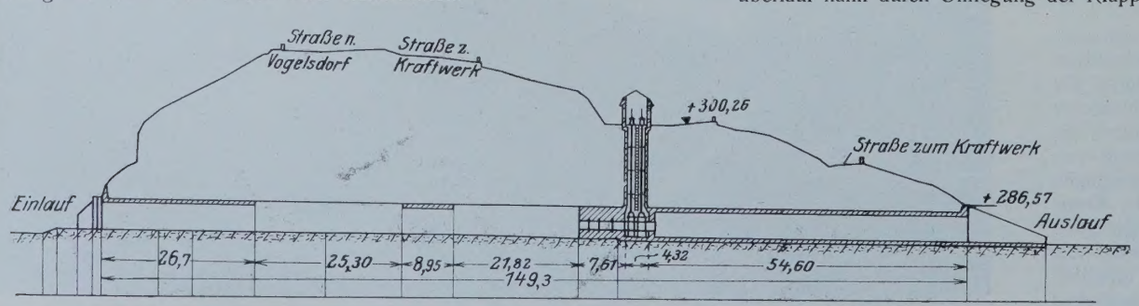


Abb. 5.

diesen Entlastungsanlagen fließen bei voller Beaufschlagung der Turbinen $9 + 6{,}7 + 4{,}3 = 20$ m³/Sek. ab.

Der Betrieb der Talsperre. Die Talsperre bei Goldentraum ist, wie bereits erwähnt, zur Verstärkung der Wasserkräfte des Provinzial-Elektrizitätswerkes errichtet worden. Sie dient aber auch durch die Zurückhaltung der größeren Zuflüsse des Queis namentlich bei Hochwasser, auf die sie für ihren Hauptzweck angewiesen ist, in wesentlichem Maße zur Entlastung der Talsperre bei Marklissa im Hochwasserschutz.

Der Betrieb der Talsperre bei Goldentraum wird daher in enger Zusammenarbeit und in gegenseitiger Ergänzung mit der Talsperre bei Marklissa geregelt, derart, daß in gewöhnlichen Zeiten der jeweilige sekundliche Zufluß zu den beiden Talsperren, insoweit die unterhalb der Talsperre bei Marklissa gelegenen Triebwerke ihn verarbeiten können, unvermindert an der Talsperre bei Marklissa zum Abfluß gelangt. Zuflußmengen zur Talsperre bei Goldentraum, die über diese Grenze hinausgehen, werden in erster Linie zur Auffüllung des Staubeckens bei Goldentraum benutzt. Erst wenn dieses Staubecken ausreichend gefüllt oder seine Füllung mit Sicherheit nach den gefallenen Niederschlägen zu erwarten ist, werden die weiteren Zuflüsse, insoweit sie über den Verbrauch des Kraftwerkes Goldentraum hinausgehen, ungenutzt zur Füllung der Talsperre bei Marklissa weitergeleitet.

Im übrigen wird der Betrieb der Talsperre bei Goldentraum derartig geführt, daß der während der 24 Stunden des Tages jeweilig vorhandene Zufluß zur Talsperre bis zu etwa 10 m³/Sek. nur während der Stunden der Hauptbelastung des Elektrizitätswerkes, d. h. in den Tagesstunden von 6 Uhr vormittags bis 6 bezw. 10 Uhr abends, und zwar also mit etwa verdoppelter bis verdreifachter Zuflußmenge durch die Turbinen zum Abfluß gebracht wird. In trockenen Zeiten wird natürlich auch das bei Hochwasser angesammelte Stauwasser mit für den Antrieb der Turbinen benutzt und das Staubecken in seiner oberen Zone entleert.

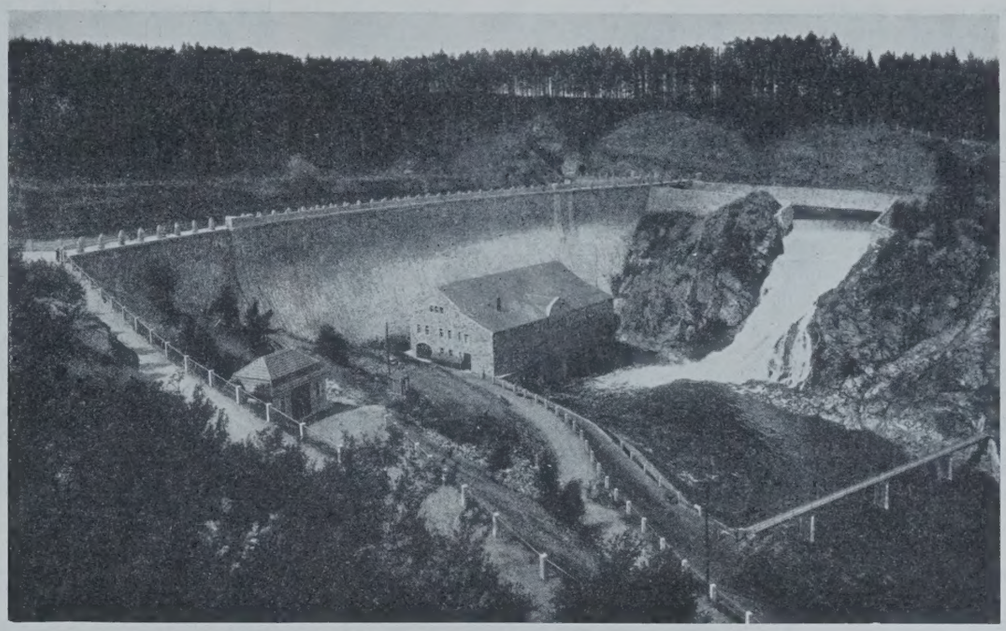


Abb. 6.

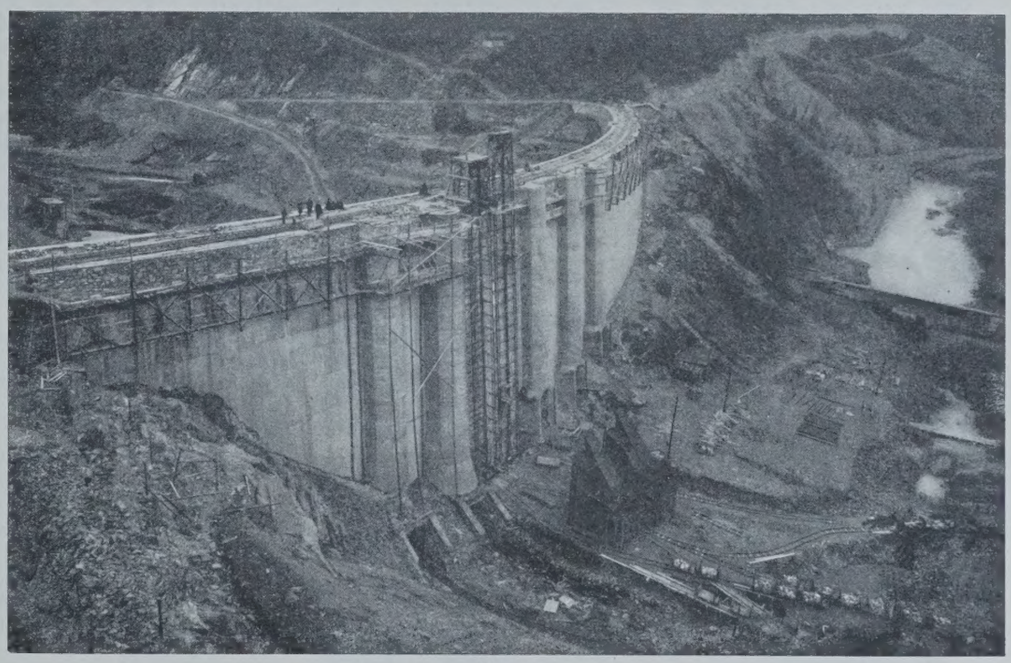


Abb. 7.

Die Bauausführung. Rascher ist selten die Aufnahme der Arbeiten dem Auftauchen des Planes gefolgt. Anfang 1919 wurden die Pläne entworfen, und schon im April 1919 konnten dank der entschiedenen Förderung durch den Landeshauptmann von Thaer nach Zustimmung des Provinzial-Ausschusses und des Provinzial-Landtages die Arbeiten an dem Umlaufstollen und bald danach auch die Ausschachtung für die Sperrmauer aufgenommen werden. Die ursprünglich beabsichtigte Vergebung der Bauausführung an Unternehmer wurde infolge der durch die Inflation bedingten Unsicherheit der Verträge nach einem kurzen Versuch bei der Ausführung des Umlaufstollens aufgegeben und der gesamte Bau statt dessen im Eigenbetriebe des Provinzialverbandes ausgeführt. Die hierzu nötigen Geräte und Maschinen, Aufzüge, Kompressoranlage usw. wurden beschafft (s. Abb. 7). Die erforderlichen Bruchsteine für die Sperrmauer konnten in unmittelbarer Nähe der Sperrmauer in vorzüglicher Beschaffenheit in zwei Steinbrüchen etwa 100 m ober- und unterhalb der Sperrmauer gewonnen werden. Der Zement wurde in der Hauptsache aus Oppeln und der Traß aus dem Rheinland bezogen und von der Bahnstation Greiffenberg mit Lastkraftwagen zur Baustelle geschafft.

Trotz mancher durch die Nachwirkungen der Revolution, durch das Fehlen der ausländischen (italienischen) und den Mangel an inländischen Maurern verursachter Schwierigkeiten wurde die Talsperrenanlage im Herbst 1924 glücklich fertiggestellt, so daß das Kraftwerk im November 1924 in Betrieb genommen werden konnte.

Die Kosten der Talsperrenanlage stellten sich auf rd. 2 100 000 R.-M. Es waren bei den Bauarbeiten durchschnittlich 325 Maurer und Arbeiter beschäftigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Stadion und Notstandsarbeit.

Von Magistratsbaurat, Reg.-Baumeister a. D. **Morgenschweis,** Frankfurt (Oder).

Als ich noch in Aachen studierte, führte mich ein Sonntagsspaziergang zufällig in ein kleines Volksfest am Lousberg. In der Flanke des Berges findet sich eine anscheinend natürliche Mulde, vielleicht von alters her künstlich erweitert und zurechtgemacht, eine Art kleines Amphitheater, auf dem Grunde und an den Hängen durchweg mit Rasen bedeckt. Auf diesen Hängen stand, saß und lag das Volk, klein und groß, und im Grunde spielten sich lustige Kämpfe ab, Wettrennen auf Eseln und auf Ackergäulen, Sacklaufen und Ringkämpfe (Abb. 1).

Hieran erinnerte ich mich, als nach der Schlacht von Tannenberg hunderttausend Russen gefangen nach Deutschland hereinfluteten, auch Frankfurt a. d. O. sein Kriegsgefangenenlager erhielt, und es sich darum handelte, für diese Gefangenen nutzbringende Arbeit zu schaffen. Es kam

mir unsere ausgebeutete Sand- und Kiesgrube an der Kleisthöhe in den Sinn, und ob sich daraus wohl etwas in der Art des kleinen Amphitheaters am Lousberg zu Aachen, aber vergrößert und auf die Ausmaße eines neuzeitlichen Stadions gebracht, machen ließe.

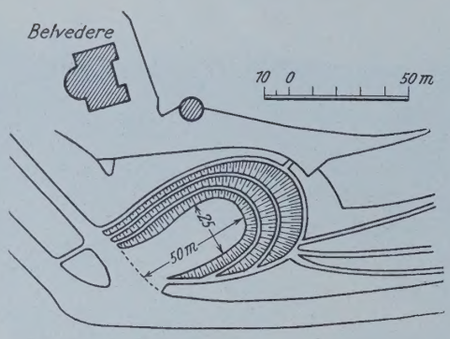


Abb. 1. Naturtheater am Lousberg bei Aachen.

Abb. 2 zeigt das große Deutsche Stadion im Grunewald, die Zuschauerränge sind in der Zeichnung fortgelassen. Abb. 3 zeigt meinen danach aufgestellten Entwurf für ein Stadion an der Kleisthöhe zu Frankfurt a. d. O. Der Kern der Anlage, das Fußballfeld 70/110 m, ist in allen internationalen Stadien gleich, die Länge der das Fußballfeld umziehenden Laufbahn ist verschieden. Man findet diese 450 m, 500 m und im Deutschen Stadion 600 m lang, neuerdings wird die Länge von 400 m bevorzugt, weil sich bei dieser die üblichen Lauflängen von 400 m, 800 m, 2000 m usw. in vollen Runden ausdrücken lassen. Allerneuestens wird der Standpunkt vertreten, daß man auch die Langseiten dieser Laufbahn gebogen machen solle, da der Übergang aus der Krümmung in eine Gerade den Schwung mindere. Auf diese Weise erhält die 400 m lange Laufbahn eine ovale Form gemäß Abb. 4. Ich bin bei 450 m Bahnlänge und geraden Längsseiten geblieben, weil eine Auskunft der Hochschule für Leibesübungen dies für ebensogut erklärte und weil so auch die Anlage sich besser der Örtlichkeit einschmiegte. Auf die Radrennbahn des Deutschen Stadions glaubte ich verzichten zu sollen, dagegen ist eine Schwimmbahn von 100 m Länge, 22 m Breite und an dem einen Kopf, an dem das 10 m hohe Sprunggerüst steht, 5 m Wassertiefe angeordnet, genau nach dem Muster des Grunewaldes. Das Fußballfeld, auf das sich immer das Hauptinteresse vereinigt, kommt bei Wegfall der Radrennbahn näher an die Zuschauer heran, die ganze Anlage wird intimer. Auch hätte eine Radrennbahn, da sie in den Kurven 3 m überhöht werden muß, auf der einen Seite die schöne Linie der Ränge gestört, auf der anderen Seite den Blick in die weite Ebene und den Zusammenhang mit dem in dieser Ebene tiefer liegenden Sportplatz (Abb. 5) abgeschnitten.

Das Besondere an unserem Stadion, weshalb ich es auch eines all-

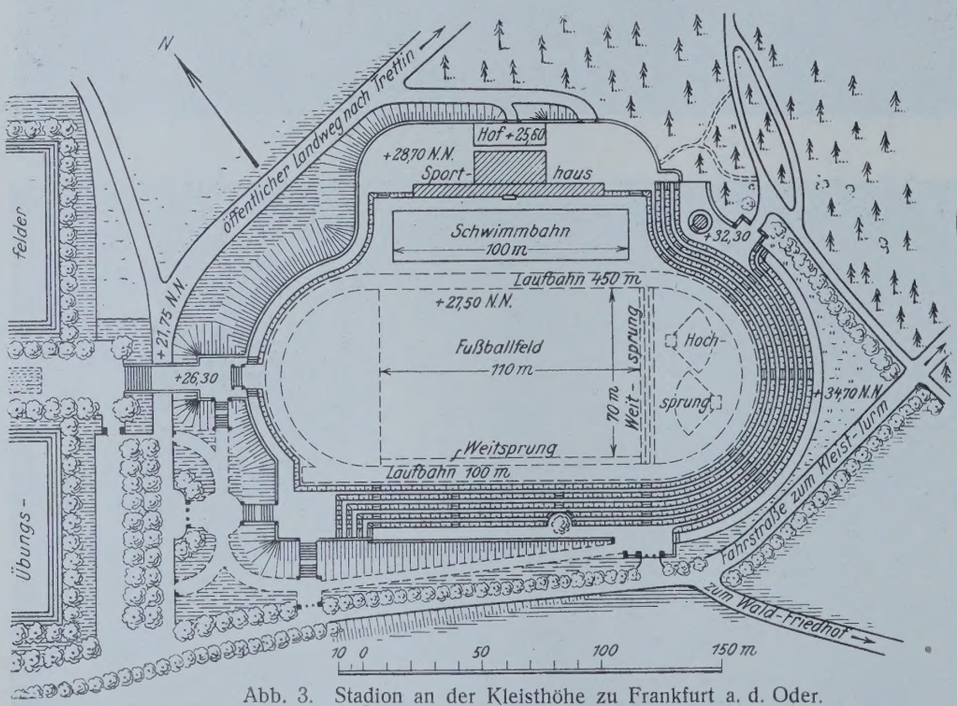


Abb. 3. Stadion an der Kleisthöhe zu Frankfurt a. d. Oder.

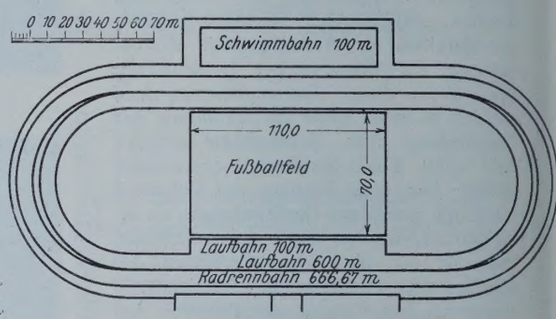


Abb. 2.

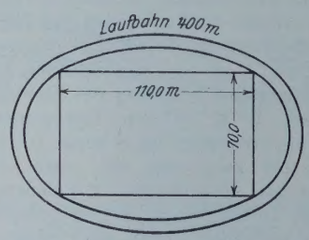


Abb. 4.

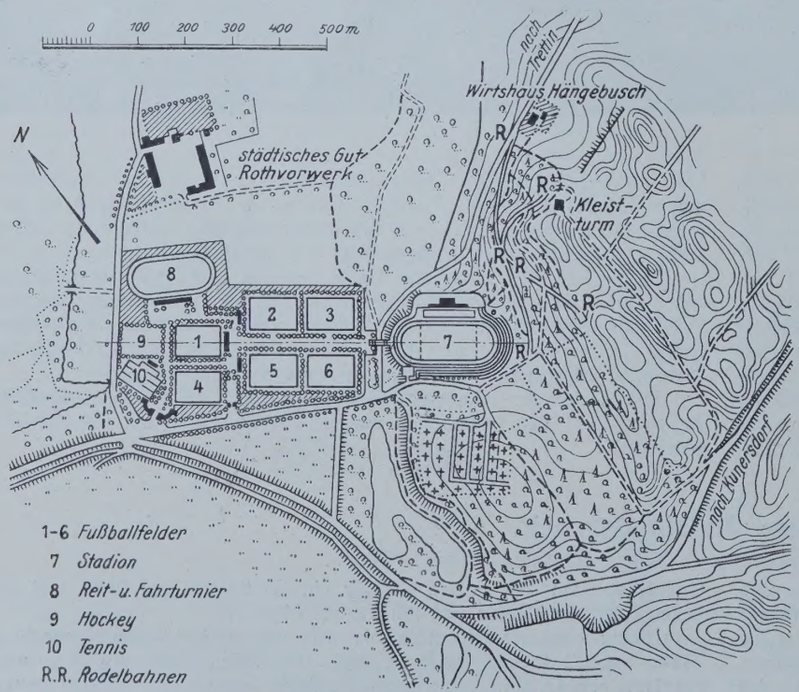


Abb. 5. Gesamtplan des Sportparks zu Frankfurt a. d. Oder.

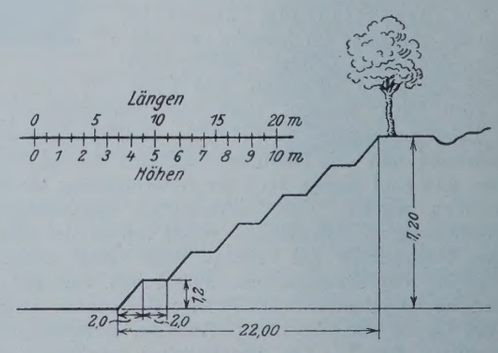


Abb. 6.

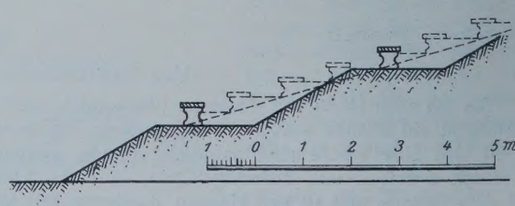


Abb. 7.

gemeineren Interesses für wert halte, sind die sehr umfangreichen Erdarbeiten. Die Anlage ist geradezu auf große Erdarbeiten und damit auf Kriegsgefangenenarbeit, jetzt auf Erwerbslosenbeschäftigung, zugeschnitten, indem sie amphitheatralisch in die Flanke des Berges hineingearbeitet wird. Querschnitt Abb. 6 zeigt, wie sechs Ränge von je 2 m Breite mit sechs je 2 m breiten, 1,20 m hohen Böschungen in den Berg hineingetrieben worden sind. Der Abraum wurde auf der anderen Seite vorgeschüttet zur Gewinnung der planmäßigen Länge der Spiel-Ebene. Es ist gedacht, die Ränge wie in einem Naturtheater nach Aachener Muster (wie auch die Böschungen) zunächst nur mit Rasen zu bedecken und es dem Volk zu überlassen, wie es mit Stehen, Sitzen oder Liegen fertig wird. Die Möglichkeit ist vorgesehen, bei sich zeigendem Bedarf jeden Rang (Abb. 7) mit einer Sitzreihe zu versehen, hinter der ein Umgang, zugleich für Stehplätze geeignet, bleibt. In Abb. 7 ist punktiert dargestellt, wie bei weiterem sehr großen Bedarf aus jedem Rang vier Sitzreihen gemacht werden können, deren Linie mit der Neigung von 30 % ansteigen würde. Fürs erste bleibt es aber jedenfalls bei dem Naturtheater, und nur an der bevorzugten Längsseite wird man einige Sitzreihen sogleich einrichten.

Abb. 8 zeigt, wie 300 kriegsgefangene Russen sich mehr oder weniger abmühen, den Plan zu verwirklichen und Ordnung in das Chaos zu bringen. Der einsame Landsturmmann auf dem Rande der Grube hat die Übersicht und das Überwachen leicht, und ganz von oben schaut der Kleiststurm in das Bild herein.

Die Herrlichkeit mit der Russenarbeit dauerte freilich nicht lange, weil uns die Kriegsgefangenen sehr bald zu notwendigerer landwirtschaftlicher Arbeit abgezogen wurden, und der Friedensschluß fand erst kümmerliche Andeutungen von dem vor, was werden sollte. Alle Versuche, die Fortführung der Arbeit als Notstandsarbeit aufzuziehen, scheiterten in den ersten Jahren nach dem Kriege, weil die maßgebenden Stellen kein Verständnis für die Sache aufbringen konnten, und da auch wirklich bei der damaligen Art der Notstandsarbeiten die städtischerseits aufzubringenden Mittel zu hoch geworden wären. Bis dann das Jahr 1924 eine Neuerung in den Notstandsarbeits-Vorschriften derart brachte, daß bei den sogenannten kleinen Notstandsarbeiten die Erwerbslosen voll aus der Erwerbslosen-Unterstützungskasse bezahlt wurden, welche Kasse aus den Beiträgen der Arbeiter und Arbeitgeber mit mäßigem städtischen Zuschuß ihre Mittel erhielt. Dem Träger des Unternehmens, der Stadtgemeinde, blieb nur die Last, die Bauleitung und Aufsicht, Gerätebeschaffung, Baubuden u. dergl. und eine Prämie bei guter Arbeitsleistung aufzubringen. Von Mai des Jahres 1924 bis April 1925 ist es bei uns auf diese Weise ermöglicht worden, alle arbeitsfähigen und unterstützungsberechtigten Erwerbslosen 48 Stunden die Woche zu beschäftigen, eine große soziale Tat, zu deren Durchführung dann schließlich doch die Stadt noch mit Zubuße einspringen mußte, da zu einer solchen Leistung die Kräfte der Erwerbslosen-Unterstützungskasse nicht ganz ausreichten. Das Stadion konnte 200 bis 240 Erwerbslose ständig beschäftigen, zuzeiten sind 300 darin beschäftigt gewesen, das letztere allerdings nicht ohne Herabminderung der Leistung.

Die neuen Vorschriften von 1925 kennen diese kleinen Notstandsarbeiten nicht mehr. Seit April 1925 werden alle unsere unterstützungsberechtigten Erwerbslosen im Stadion beschäftigt mit sogenannter Pflichtarbeit, indem jeder Erwerbslose die Unterstützung, die er erhält, durch zweitägige Arbeit in der Woche abarbeiten muß. Das erste Drittel der Erwerbslosen arbeitet Montag und Dienstag, das zweite Mittwoch und Donnerstag usf. Da das Gröbste getan ist, ist nunmehr 150 bei jeder der drei Partien, 450 bis 500 also im ganzen, das, was wirtschaftlich im Stadion angesetzt werden kann. Den augenblicklichen Zustand zeigen Abb. 9 u. 10. Die Eröffnung ist auf den letzten August-Sonntag 1926 festgesetzt, bis dahin wird sich der nicht kleine Rest der Arbeit bewältigen lassen.

Abb. 8. Kriegsgefangenenarbeit im Stadion.

Ein Landschaftsgärtner, der mehrere Stadien gebaut hat und behauptet, sie alle in Deutschland zu kennen, sagte bei Besichtigung unseres Unternehmens: „Die landschaftliche Lage ist besser als bei irgend einem anderen Stadion, und so leicht wird Ihnen die keiner nachmachen.“ Ich meine aber, überall, wo in der Nähe einer Stadt hügeliges Gelände zur Verfügung steht, Hügel allerdings nicht von Felsgestein, sondern von Kies oder mürber Erde, wird man Gelegenheit haben, durch Ausnutzung der natürlichen Geländebeschaffenheit ein Stadion-Amphitheater zu schaffen. In regelrecht bezahlter Tarifarbeit würden die Kosten unverhältnismäßig hoch werden, haben wir doch bis jetzt mehr als 100 000 m³ Boden bewegen müssen. Aber leider sieht es nicht so aus, als ob die Erwerbslosigkeit bald ein Ende nehmen könnte. Zur Unterbringung von Pflichtarbeitern, um die Leute nicht daran zu gewöhnen, ihre Unterstützung ohne Arbeit zu erhalten, gibt es keine passendere Arbeit. Auch die Erwerbslosen selbst, im allgemeinen schwierig zu behandeln, arbeiten im Stadion besser. Sie haben das Schöne, das sie schaffen, in seinem ständigen Entstehen im Auge und interessieren sich für das, was wird. Durch die erhöhte Lage arbeiten sie trockenen Fußes, durch Wald und Höhe sind sie gegen die scharfen Ostwinde und die westlichen Regenschauer geschützt.

Das Schwimmbecken hat die Firma Dyckerhoff & Widmann als reine Unternehmerarbeit gebaut, unsere Erwerbslosen haben nur den Kies dafür an Ort und Stelle freigedeckt.

In Verbindung mit der Anlage sind zwei Rodelbahnen gebaut, die mit einer Brücke einander überkreuzen. Man steigt vom Ende der einen Rodelbahn kurz zum Anfang der anderen hoch. Die Rodelbahnen sind 4 m breit und haben auf der Talseite einen sie begleitenden Schutzwall.

Der Plan des Sportplatzes, der sich an das Stadion anschließt (Abb. 5), ist von dem Garten-Architekten Hirsch in Wiesbaden aufgestellt. Hirsch fand die Eingangsbauten zwischen den Feldern 4 und 10, für eine landwirtschaftliche Ausstellung errichtet, fertig vor, ebenso Feld 8 für Reit- und Fahrturniere mit Tribüne. Er hat den alten Eingang beibehalten, aber einen neuen, den Haupteingang, zwischen Feld 4 und 5 angeordnet. Zwischen Stadion und Sportplatz läuft ein öffentlicher Weg hindurch, der nicht aufgehoben und nicht verlegt werden kann. Dieser Weg muß überbrückt werden. Wie Hirsch an dieser Stelle seinen Sportplatzentwurf in

Abb. 9. Jetziger Zustand der Südseite.

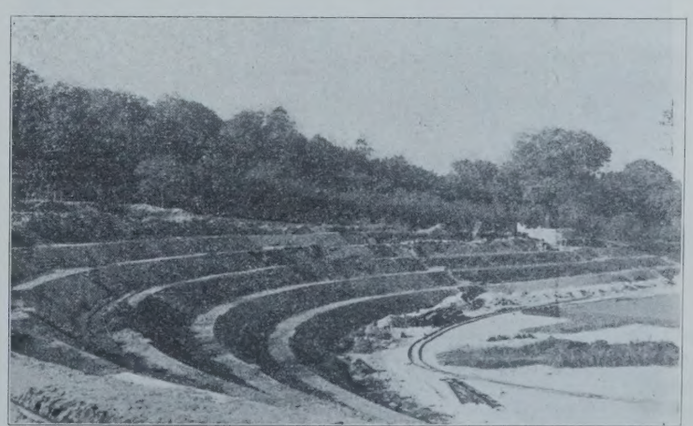


Abb. 10. Jetziger Zustand der Westseite.

Verbindung mit meinem Stadion gebracht hat, ist auf der linken Seite von Abb. 3 zu ersehen.

Daß der Plan des Sportplatzes darunter gelitten hätte, daß er zwischen zwei unabhängig voneinander entstandene Anlagen und die alten Wege hineingeklemmt werden mußte, wird man nicht behaupten können, vielleicht gilt das Gegenteil. Jedenfalls ist er durch die dabei sich ergebenden Notwendigkeiten stark beeinflußt worden.

Die Laufbahn um den Reit- und Fahr-Turnierplatz, Feld 8, ist von dem Sportarchitekten Demmler in Wilmersdorf 400 m lang angegeben und gebaut worden, und zwar auch als Notstandsarbeit.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Von Reichsbahnrat **Zwach,** Vorstand der Eisenbahnbauabteilung Elbebrücke, Stendal.

(Schluß aus Heft 4.)

Die Granitwerksteine wurden auf Holzkeilen verlegt, dann wurden die Fugen mit Lehm gedichtet und mit Zementmörtel vergossen. Nach Entfernung des Tones wurden die Fugen mit Zementmörtel verstrichen. Am 18. Dezember 1924 waren die Arbeiten der Firma Windschild & Langelott bis auf geringe Restarb iten beendet.

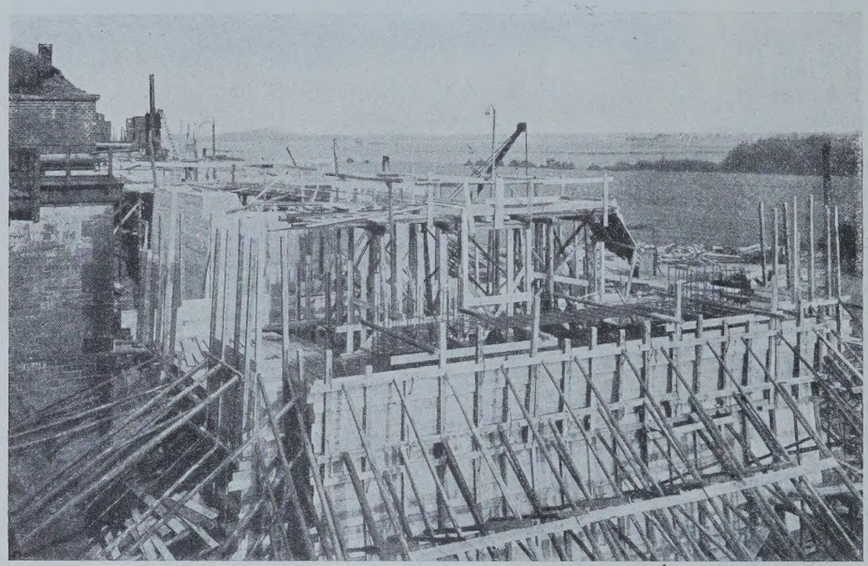


Abb. 17. Östlicher Landpfeiler im Bau. Der Teil hinter dem Deich ist bis zur Gesimshöhe, der vor dem Deich bis zur Auflagerplatte, für die gerade die Eisenbewehrung hergestellt wird, hochgeführt.

Inzwischen hatte am östlichen Ufer die Firma Dehne, Wiedenbrück, mit der Anschüttung der Dammv rbreiterung begonnen. Es waren etwa 70 000 m³ Erdbod n zu bewegen. Der Boden stammte zumeist aus Berlin vom Westhafen, wo ein neues Hafenbecken ausgehoben wurde. Arbeitszüge brachten ihn von dort zur Elbebrücke. Nachdem der größte

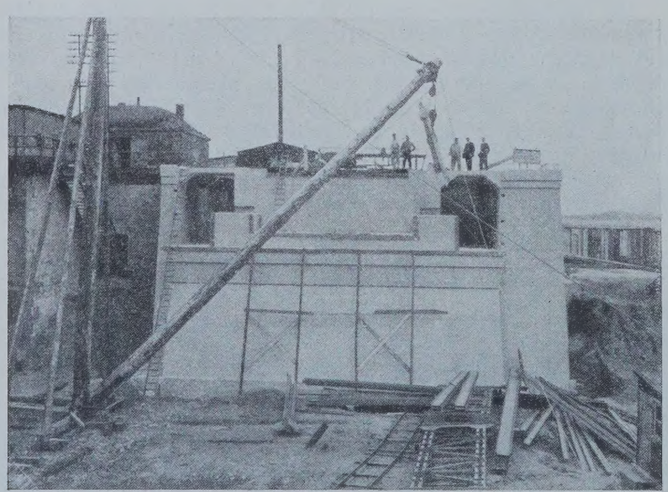


Abb. 18. Östlicher Landpfeiler. Fertiggestellt bis auf die Brüstung. Blick in die Kammern für die Untersuchungswagen.

T il des Dammes geschüttet war, stellte die Firma Dehn die Arbeiten ein. Die Fortführung dieser Arbeiten übernahm die Firma Gottlieb Tesch, Berlin. Diese war bereits mehrere Monate mit der Herstellung des östlichen Landpfeilers und der Pfeiler I bis III auf dem östlichen Vorlande beschäftigt.

Beim Rammen der Spundwände ergab n sich hier dieselben Schwierigkeiten wie auf der Westseite bei Windschild & Langelott. Außerdem versagte die Wasserhaltung anfangs häufiger, sei es, daß die Boden- und Wasserverhältnisse ungünstig oder die Vorrichtungen nicht ausreichend waren. Jedenfalls entschloß sich die Firma auf Grund der Erfahrungen, die sie bei den Pfeilern I bis III mit der offenen Wasserhaltung gemacht hatte, die offene Wasserhaltung bei Pfeiler II nachträglich durch eine Grundwassersenkung zu ersetzen, und bei der Gründung des Landpfeilers (Abb. 17 bis 19) von vornherein mit Grundwassersenkung zu arbeiten.

Für die ziemlich umfangreiche Gründung des Landpfeilers waren neun Filterbrunnen erforderlich, die bis 12 m abgesenkt wurden. Eine Lokomobile von 45 PS gab die erforderliche Energie für eine Kreiselpumpe von 20 cm Rohrdurchmesser. Die Anlage arbeitete sehr gut. Die Baugruben waren so trocken, wie sie bei offener Wasserhaltung nicht zu bekommen waren. Die Gründung des Landpfeilers erforderte besond re Vorsicht, da der Deich durchstochen werden mußte und die Arbeiten mit Rücksicht auf das übrige Bauprogramm im Winter ausgeführt werden sollten. Der Deichverband Jerichow stellte deshalb wegen der Sicherung des Deiches besondere Forderungen, die dahin lauteten, daß zunächst der Bahndamm hinter dem Deich, soweit es die Herstellung des Landpfeilers irgendwie zuließ, fertiggestellt wurde, daß weiter die Ausschachtung für den Landpfeiler nur im Benehmen mit dem Deichverbande vorgenommen werden sollte. Sie wurde denn auch immer nur stückweise ausgeführt, und die Baugruben wurden sofort wieder zubetoniert. Ferner mußten Sicherungsmittel, wie Faschinen und Sandsäcke, in ausreichender Zahl vorrätig gehalten werden. Nach Fertigstellung des Bauwerkes mußten die anschließenden Deichstrecken eine Abpflasterung erhalten. Der sehr milde Winter 1924/25, der ohne jedes Hochwasser verlief, bot keine Gelegenheit, die Sicherungsmaßnahmen auf ihre Tauglichkeit zu prüfen.

Die Herstellung des Betonmauerwerks der Pfeiler I bis III geschah von einem rd. 200 m langen und rd. 9 m hohen Schüttgerüst (Abb. 20 u. 21). Diese Arbeit ging schnell vonstatten. Infolge der bereits erwähnten Schwierigkeiten bei der Wasserhaltung waren die Arbeiten jedoch in Rückstand gekommen, so daß mit Rücksicht auf den nahen Winter das Schüttgerüst wegen der Einengung des Durchflußprofils zu Weiterungen mit der Strombauverwaltung führte. Daß es überhaupt bis zur Fertigstellung der Pfeiler stehenbleiben konnte, ist nur den ungewöhnlich günstigen Wetterverhältnissen des Winters 1924/25 zu verdanken. Die Arbeiten der Firma Gottlieb Tesch sind bis auf kleine Restarbeiten fertiggestellt. Der Arbeitsfortschritt litt zuletzt unter der Aussperrung im Baugewerbe, die vom 13. Juli bis zum 31. August dauerte.

Die Herstellung der Strompfeiler IV bis VIII wurde am 16. Oktober 1924 der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schlesien, auf Grund öffentlicher Ausschreibung übertragen. Es war den Firmen freigestellt, neben der von der Bauabteilung vorgesehenen Luftdruckgründung andere Gründungsarten vorzuschlagen. Zweckmäßigere Vorschläge wurden jedoch nicht gemacht.

Beuchelt sah für di Pfeiler VI, VII und VIII, die in das flache Wasser zu stehen kommen, die Schüttung von Inseln vor (Abb. 22). Zu diesem Zweck wurden leichte Spundwände geschlagen und der so entstandene Raum mit Boden, der dem Vorland entnommen wurde, ausgefüllt. Auf diesen Inseln wurden die Senkkasten aufgebaut. Das Absenken geschah ohne irgendwelche weitere Führung durch die Inseln hindurch in den gewachsenen Boden hinein bis zur vorgeschriebenen Tiefe. Zur Verbindung der Pfeiler V bis VIII mit dem westlichen Vorlande wurde ein Transportsteg vorgesehen (Abb. 23).

Am 5. Januar 1925 wurde mit dem Bau der Inseln für die Pfeiler VII und VIII begonnen. Auf Verlangen der Elbstrombauverwaltung durften

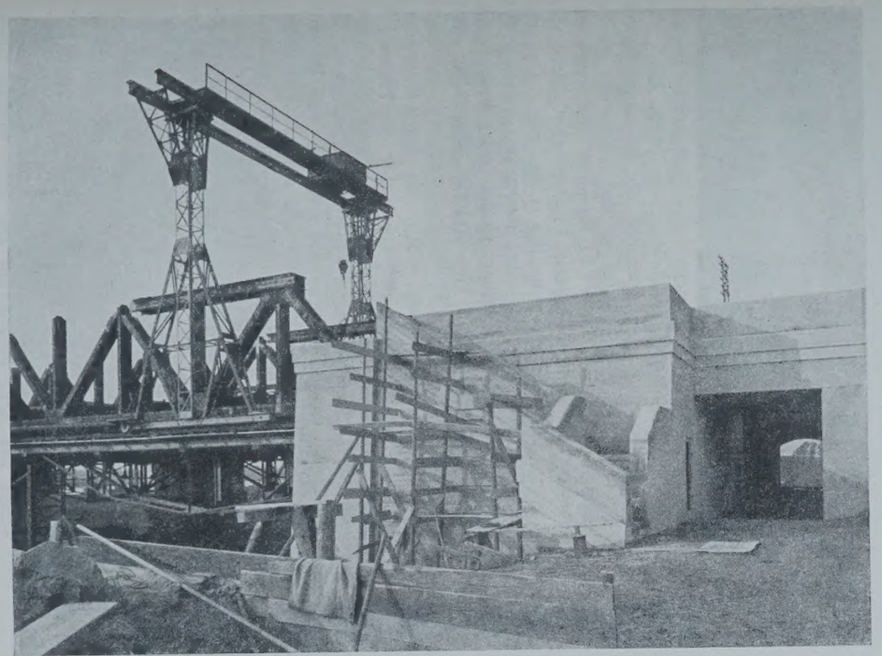


Abb. 19. Östlicher Landpfeiler.
Fertiggestellt bis auf geringe Restarbeiten.

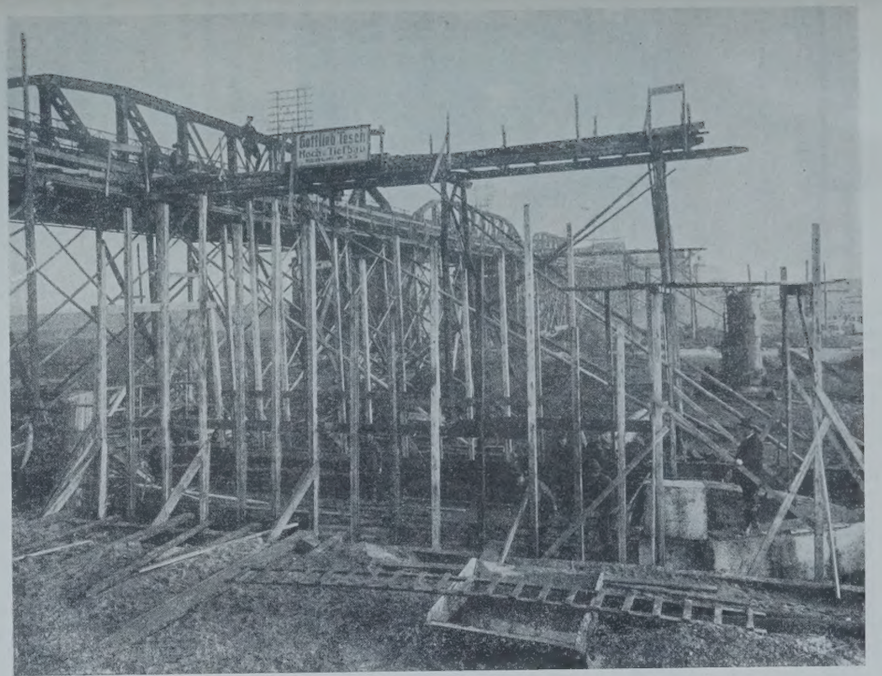


Abb. 20. Förder- und Schüttgerüst für die Pfeiler I—III.

Abb. 21. Rutschen zum Betonieren der Pfeiler I—III.

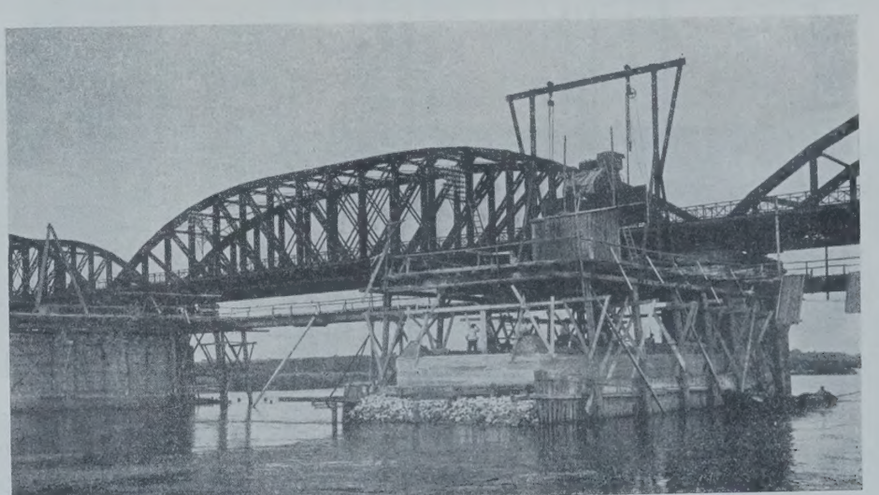


Abb. 22. Pfeiler VI u. VII. Pfeiler VI beim Absenken von der geschütteten Insel aus. Es wird gerade die Klinkerschutzschicht aufgemauert. Neben der Insel ein Prahm für die Beförderung des Aushubes.

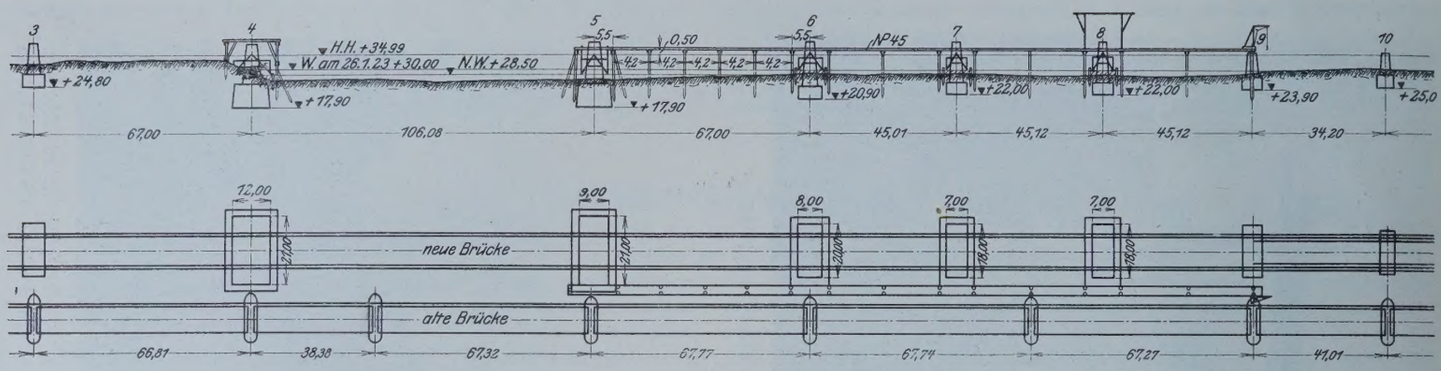


Abb. 23.

die Inseln die Buhnen nicht überragen. Da zur Zeit der Betonierung der Senkkasten ein etwas höherer Wasserstand herrschte, so mußten die Eisengerüste gehoben und mit Steinen u. dergl. unterstopft werden.

Jeder Senkkasten besteht nämlich, wie bereits erwähnt, aus einem Eisengerüst, das in der Werkstatt fertig hergestellt und an der Baustelle in kurzer Zeit zusammengenietet wird (Abb. 27). An dem Gerüst, das, soweit erforderlich, durch Spreizen versteift wird, wird die Schalung befestigt. Dann wird der Beton eingebracht, so daß eine zusammenhängende Eisenbetonkonstruktion entsteht. Um ein möglichst schnelles Arbeiten zu erzielen, wurde für den Senkkastenbeton hochwertiger Zement der Zementfabrik „Alemannia" in Misburg bei Hannover verwendet. Das Mischungsverhältnis war 1 Teil Zement zu 4 Teilen Betonkies. Irgendwelch Mängel haben sich an den Senkkasten während der Absenkung nicht gezeigt. Die für die Absenkung erforderliche Druckluft wurde in Elektrokompressoren erzeugt, die auf dem Arbeitsgerüst aufgestellt waren und denen der Strom von der Kraftzentrale am Lagerplatz der Firma zugeleitet wurde.

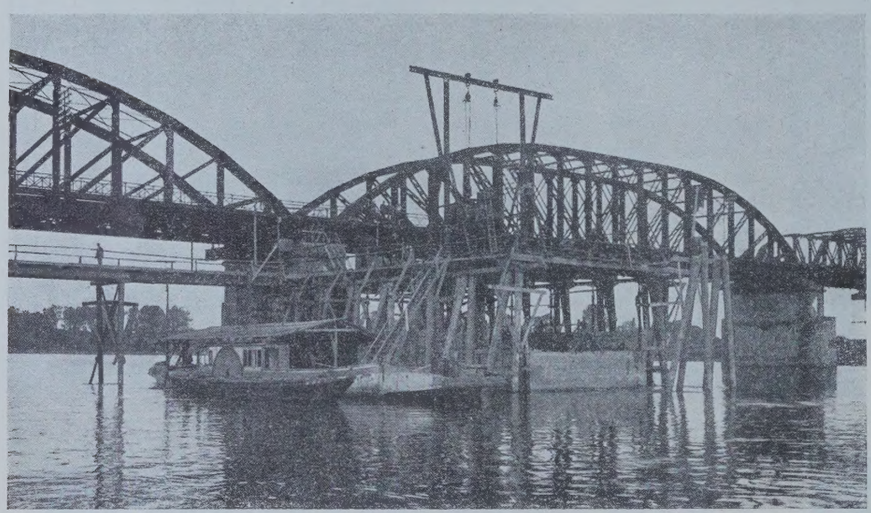


Abb. 24. Pfeiler V. Absenken des Senkkastens vom Gerüst aus. Neben dem Gerüst ein Wasserfahrzeug, das die Hilfskompressoranlage trägt.

Abb. 25. Pfeiler V. Auf dem Senkkasten während des Absenkens. Die Hängestangen sowie der oberste noch nicht einbetonierte Teil des Eisengerippes sind deutlich sichtbar.

Für die Pfeiler IV und V wurde wegen der größeren Gründungstiefe, die mehr als 12 m betrug, eine Hilfskompressoranlage auf einem ausgemusterten eisernen Schiff vorrätig gehalten (Abb. 24).

Für die Druckluftarbeiten standen im ganzen zwei Luftschleusen zur Verfügung. Es konnten deshalb von den Pfeilern V, VI, VII und VIII, von denen jeder nur eine Luftschleuse brauchte, je zwei gleichzeitig abgesenkt werden, wohingegen mit dem Absenken des Pfeilers IV, der wegen seiner großen Grundfläche mit zw i Schleusen ausgestattet werden mußte, nicht früher begonnen werden konnte, bevor die übrigen Pf iler fertig abgesenkt waren. Der ausgeschachtete Boden wurde auf Feldbahnwagen verladen und, soweit er reiner Sand und Kies war, zur Wiederverwendung beiseite gesetzt. Der unbrauchbare Boden wurde in den Buhnenfeldern abgelagert.

Der Pfeiler V mitten im Strome wurde wegen der größeren Wassertiefe nicht von einer Insel, sondern von einem Gerüst aus abgesenkt (Abb. 25). Der Senkkasten hing an 14 Spindeln, die im ungünstigsten Falle mit je 60 t belastet wurden. Um ein gleichmäßiges Ablassen aller 14 Spindeln zu erreichen, wurden die entsprechenden 14 Drehhebel durch Gestänge miteinander verbunden (Abb. 26). Die Bewegung geschah durch eine Bauwinde. Sobald der Senkkasten auf dem Boden fest aufsaß, wurden die Spindeln ausgehängt. Die weitere Absenkung entsprach der der übrigen Pfeiler.

Wie schon erwähnt, hatte die Elbstrombauverwaltung die Schüttung der Inseln für die Pfeiler VII und VIII nur bis zur Buhnenhöhe gestattet, auch sonst forderte sie weitgehende Sicherheitsmaßnahmen. So durfte für das Transportgerüst zwischen den Pfeilern VI, VII, VIII und IX mit Rücksicht auf etwaiges Hochwasser nur je eine Stütze errichtet werden, wodurch das Gerüst Spannweiten von 17 m erhielt, was dementsprechend schwere Träger erforderte. Die Genehmigung des Gerüstes für Pfeiler V, der mitten im Strom an der Hauptschiffahrtöffnung steht und diese durch sein Gerüst um etwa 5 m auf rd. 60 m einschränkt, wurde von der Gestellung eines Bugsierdampfers und Einrichtung eines besonderen Signaldienstes abhängig gemacht. Ein Posten befand sich als Leiter des Signaldienst s auf der alten Brück , einer 1000 m stromaufwärts und ein weiterer 300 m stromabwärts. Letztere waren mit dem Posten auf der alten Brücke durch Fernsprecher verbunden und übermittelten dessen

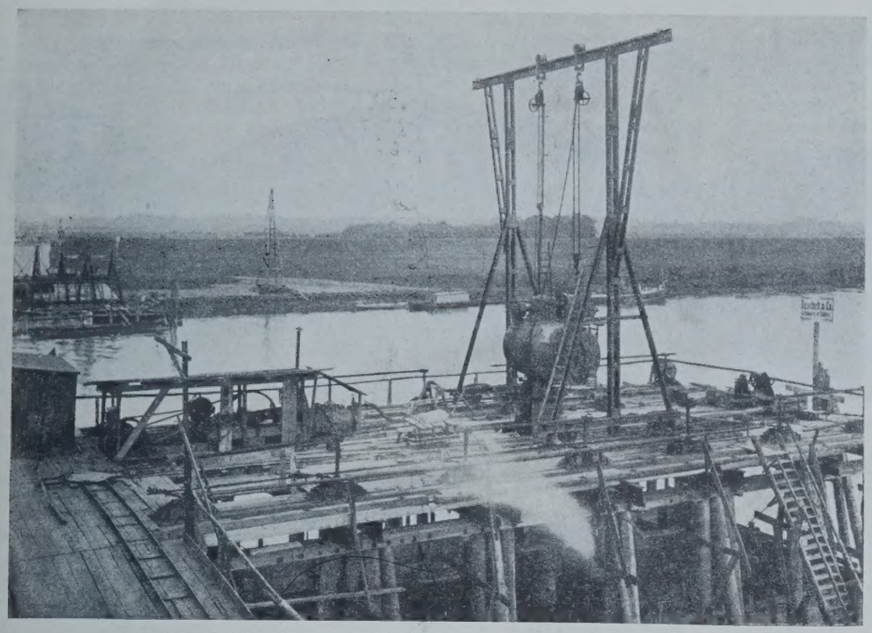


Abb. 26. Pfeiler V. Arbeitsbühne mit Kompressor und Drehhebeln für die Absenkvorrichtung.

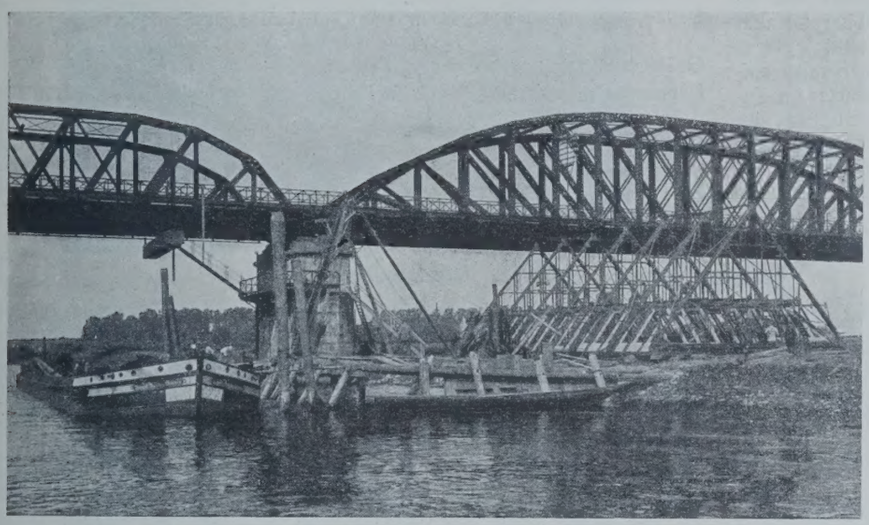


Abb. 27. Pfeiler IV. Herstellung der Insel. Die Spundwand für die Insel ist zum größten Teil geschlagen. Der für die Schüttung erforderliche Boden wird dem neben der Insel liegenden Kahn entnommen. Das Eisengerippe für den Senkkasten ist auf dem Ufer fertiggestellt und z. T. mit Schalung versehen.

Befehle an die Schiffe mit Hilfe von Signalbällen. Das Kreuzen von bergwärts und talwärts fahrenden Schiffen war innerhalb der Signalstrecke verboten. Talwärts fahrende Schiffe ohne eigene Maschinenkraft mußten unter der Brücke geschleppt werden, und zwar gleichzeitig höchstens zwei, die nebeneinander zu koppeln waren. Dieses Schleppen wurde durch den Bugsierdampfer „Alfred", Plaue, der von der Eisenbahn-

Abb. 28. Zementrutsche.
Die aus federnden Brettern bestehenden Bremsen sind deutlich sichtbar.

verwaltung hierzu vertraglich verpflichtet war, ausgeführt. Zugleich übte er den Aufsichtsdienst aus. Er hatte einen Beamten des Wasserbauamtes an Bord und führte die Wasserpolizei-Flagge. Nach Fertigstellung des Pfeilers V wurde der Signal- und Bugsierdienst wieder aufgehoben.

Für den Pfeiler IV, der dicht an das östliche Ufer zu stehen kommt, ist ebenso wie für die Pfeiler VI, VII und VIII eine Insel zwischen Spundwänden geschüttet worden. Das Eisengerippe für den Senkkasten wurde zunächst auf dem Ufer aufgebaut und dann auf die inzwischen fertig geschüttete Insel hinübergeschoben. Abb. 27 zeigt das am Ufer stehende Eisengerüst sowie die im Entstehen begriffene Insel, für die der Boden einem Kahne entnommen wird. Der Boden entstammte dem Aushub des Pfeiler VI.

Die Zustellung der Baustoffe für Pfeiler IV bot insofern gewisse Schwierigkeiten, als die Baustelle auch vom Baugleis an der Ostseite nur schwer zu erreichen war, da dort die Firmen Tesch und Krupp arbeiteten. Der Kies für den Senkkastenbeton wurde deshalb auf dem Wasserwege bezogen, wog gen für den übrigen Beton der Pfeileraushub verwendet wurde, dem grober Weserkies als Zuschlag zugesetzt wurde. Der Weserkies traf auf dem Bahnwege ein und wurde von der alten Brücke entladen. Das gleiche geschah auch mit dem Zement und den Klinkern, die auf Rutschen der Baustelle zugeleitet wurden. Die Rutsche für den Zement hatte drei aus federnden Brettern bestehende Bremsen (Abb. 28). Diese Art der Entladung hat sich gut bewährt, sie ging schnell vonstatten. Durch die Bremsen wurde die Geschwindigkeit der Zementsäcke geregelt. Hierdurch wurden die Papier-

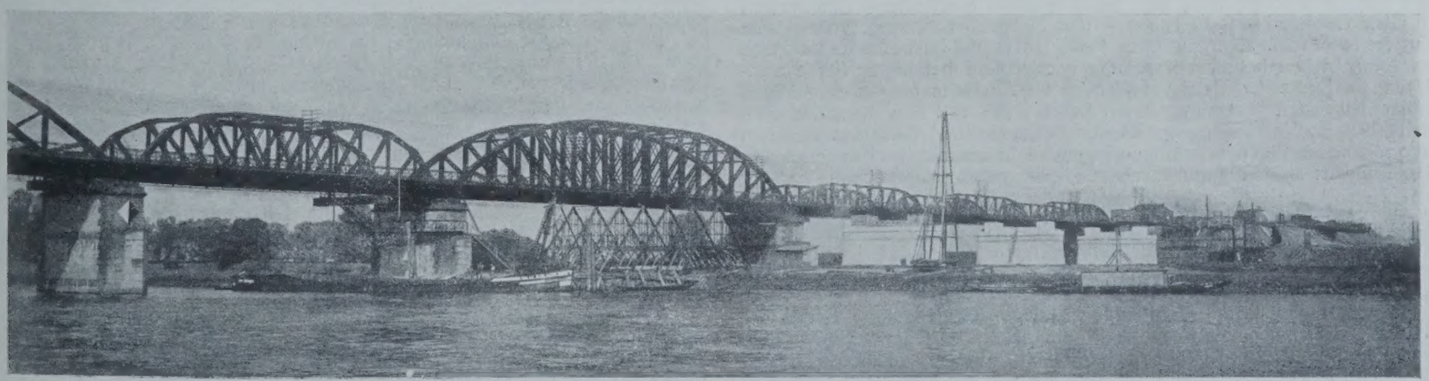


Abb. 29. Bauzustand der Brücke im Mai 1925 (Ostseite).

Abb. 30. Bauzustand der Brücke im Mai 1925 (Westseite).

säcke geschont, so daß sich der Verlust an Zement in engen Grenzen hielt. Die Granitwerksteine wurden vom Lagerplatz der Firma auf Feldbahnwagen bis zwischen Pfeiler V und VI befördert und von dort auf einem Prahm über die Elbe zum Pfeiler IV gefahren, wo sie mittels eines elektrischen Kranes entladen und verlegt wurden.

Im Gegensatz zum Vorjahre war das Wetter im Jahre 1925 für das Bauen sehr günstig. Wenn daher auch durch einen achttägigen Streik und ein kurzes Hochwasser, sowie durch das Durchfahren einer etwa 1 m starken Steinschicht beim Pfeiler V und einer solchen aus Faschinen beim Pfeiler IV gewiss Verzögerungen eintraten, so konnten die Arbeiten an den Pfeilern IV bis VIII doch im ganzen ungestört ausgeführt (Abb. 29 u. 30) und bis auf kleine Nacharbeiten bis zum 15. Oktober beendet werden. Damit sind die Arbeiten an den Pfeilern fertiggestellt.

Auch die eisernen Überbauten der Flutbrücke sind bereits aufgebracht. Von ihnen soll jedoch in einem späteren Aufsatze im Zusammenhang mit den Arbeiten an den Überbauten der Strombrücke, die sich noch im Anfangszustande befinden, die Rede sein.

Zum Schluß seien noch in einer Zusammenstellung die Firmen angegeben, die durch Leistungen an der Herstellung der Pfeiler und der anschließenden Bahndämme beteiligt waren.

Firma	Bauwerk	Art der Arbeit
G. Tesch, Berlin	östliche Landpfeil r u. Pfeiler I bis III	Erd- und Betonarbeit n.
Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien	Pfeiler IV bis VIII	desgl. (Druckluftgründungen).
Windschild & Langelott Akt.-Ges., Zweigstelle Bremen	Pfeiler IX bis XVII und westliche Landpfeiler	desgl.
Dehne, Wiedenbrück	Bahndamm auf dem östlichen Ufer	Erdarbeiten.
G. Tesch, Berlin	desgl.	desgl.
Hamann, Reg.-Baumstr. a. D., Hannover	östliche Landpfeiler	Isolierungsarbeiten.
Fr. Bartsch, Schlossermeister, Stendal	desgl.	Schlosserarbeiten (Tore und Türen der Kamm rn für die Untersuchungswagen).

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Februar erscheinende Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Dr. techn. e. h. Fritz Emperger: Die Traunfallbrücke bei Gmunden. — Dipl.-Ing. Wilh. Thieme: Die Berechnung von Rohrleitungen und Behältern mit innerer Blechdichtung. — Dipl.-Ing. A. Burghardt: Ein Beitrag zur Anlage von Kohlenbunkern. — Dr.-Ing. Lutz Pistor: Ein einfaches Verfahren zur Auswertung stetiger Einflußlinien bei zwei ungleichen Einzellasten. — Österreichische Baukontrolle.

Oberbaurat Prof. Kübler 70 Jahre alt. Am 5. Februar beging der in weiten Fachkreisen bekannte württembergische Eisenbahningenieur und Hochschullehrer Oberbaurat Prof. Kübler seinen 70. Geburtstag. Er ist geboren in Mannenweiler, O.-A. Backnang, studierte das Bauingenieurfach an der damaligen Ingenieurhochschule in Stuttgart und bestand im Herbst 1882 die zweite Staatsprüfung. Als Regierungsbaumeister war er zunächst bei dem Betriebsbauamt Göppingen tätig; von 1885 ab führte er bei dem Betriebsbauamt Ludwigsburg neue Stellwerkanlagen aus und leitete den Bahnhofumbau Bietigheim. Als Vorstand der Bahnbausektion Nagold (1889) führte er den Neubau der Schmalspurbahn Nagold—Altensteig aus, als Vorstand des Bahnhofbaubureaus Göppingen (1892) die dortige umfangreiche Bahnhoferweiterung. Zahlreiche größere Bauaufgaben erledigte er später als Vorstand der Bahnbausektion Friedrichshafen (1896). Am 1. Oktober 1903 wurde er als Nachfolger Laißles zum Professor für Eisenbahnbau und Straßenbau an die Technische Hochschule Stuttgart berufen, wo er bis heute ununterbrochen tätig ist. Seine reichen, langjährigen Erfahrungen auf allen Gebieten des Eisenbahn- und Straßenbaues, seine vortreffliche Lehrgabe und sein unermüdlicher Fleiß hatten ihn in besonderem Maße zum erfolgreichen Lehrer auf seinem Fachgebiete befähigt. Seine zahlreichen im Deutschen Reiche und auch im Auslande tätigen ehemaligen Schüler wünschen ihrem verehrten Lehrer, die mit ihm dienstlich oder geschäftlich in Verbindung getretenen Behörden und Fachgenossen dem hervorragend tüchtigen, tatkräftigen Ingenieur in freundlicher Erinnerung an seine Tätigkeit aufrichtig einen schönen, gesegneten Lebensabend. L.

Hütte, Taschenbuch der Stoffkunde. Herausgegeben vom Akadem. Verein „Hütte“ E. V. und Dr.-Ing. A. Stauch, unter Mitwirkung der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure im V. d. I. XII u. 1173 S. mit 356 Textabbild. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. in Leinen 22,80 R.-M., in Leder 25,80 R.-M.

In dem jüngst in 25. (Jubiläums-) Auflage erschienenen I. Bande der „Hütte, Taschenbuch des Ingenieurs“ nimmt der Abschnitt „Stoffkunde“ einen Raum von nur rd. 300 Druckseiten ein. Vieles aus diesem riesenhaft gewachsenen Gebiete ließ sich dort naturgemäß überhaupt nicht oder doch nur andeutungsweise berücksichtigen. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß nunmehr, in bewährter Zusammenarbeit des Akadem. Vereins „Hütte“, des V. d. I. und von Dr.-Ing. Stauch ein ausschließlich der Stoffkunde gewidmetes neues Taschenbuch geschaffen wurde, das den verschiedenen Bedürfnissen des allgemeinen Maschinenbaues, der Elektrotechnik, des Schiffbaues, des Eisenbahn-, Kraftwagen- und Flugzeugbaues, nicht zuletzt aber auch des Bauingenieurs und Architekten in vollem Maße gerecht wird. Bei Herstellung des vorzüglich redigierten neuen Werkes, dessen Umfang etwa das Vierfache des gleichnamigen Abschnitts des Ingenieur-Taschenbuches beträgt, hat eine große Anzahl namhafter Sachkundiger als Bearbeiter der einzelnen Stoffgruppen mitgewirkt.

Der reiche Inhalt des Taschenbuches, dem man die Vielheit seiner Autoren nur hie und da anmerkt, gliedert sich in vier Abschnitte. Der 1. Abschnitt gibt ein kurzes, übersichtliches Repetitorium der anorganischen und organischen Chemie, das die bei der Behandlung der einzelnen Stoffe verwendeten Begriffe erläutert und manchem Ingenieur willkommen sein wird. Im 2. Abschnitte sind die wichtigsten allgemeinen Materialprüfungsverfahren zusammengestellt; die besonderen Prüfungen haben zweckmäßig bei den einzelnen Stoffen ihren Platz gefunden. Die den 3. und 4. Abschnitt bildende eigentliche Stoffkunde ist in einen anorganischen und einen organischen Teil geschieden; im ersteren erscheinen als drei Hauptgruppen die Metalle, die Nichtmetalle und die mineralischen und keramischen Baustoffe, im organischen Teile sind Pflanzen-, Tier- und fossile Stoffe unterschieden. Für den Bauingenieur und Architekten sind besonders wichtig die vortrefflich bearbeiteten Kapitel über Eisen und Stahl, mineralische Baustoffe und Bindemittel, ungebrannte Steine und keramische Erzeugnisse, Glas. Leider fehlen sowohl im Text (etwa auf S. 378) als auch im Sachverzeichnis die für den heutigen Eisenbauer so wichtigen Begriffe „Baustahl“ (St 37) und „hochwertiger Baustahl“ (St 48). Eine Kürzung des Inhaltes könnte m. E. durch stellenweise etwas eingeschränktere Behandlung der Fabrikationsverfahren und der dazu benutzten Maschinen erzielt werden. Einige kleine Mängel erklären sich durch das erstmalige Erscheinen des neuen Werkes und werden sich bei einer Neuauflage leicht beseitigen lassen.

Die Ausstattung des auf holzfreiem Dünndruckpapier gedruckten Werkes ist die gleiche wie die rühmlich bekannte der 25. Auflage des „Ingenieur-Taschenbuches“. Seine Anschaffung und Benutzung neben diesem ist jedem Techniker, insbesondere auch dem Bauingenieur, auf das wärmste zu empfehlen. Laskus.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Hofrat Prof. Dr. Richard Schumann von der Technischen Hochschule Wien, in Anerkennung seiner hohen Verdienste auf dem Gebiete der Erdmessung, insbesondere der Polhöhenbestimmung und der Schweremessung.

Meliorationsbauten in Amerika. Die jetzt — zehn Jahre nach Vollendung des ersten Bauabschnitts — ausgeführten Erweiterungsbauten im Meliorationsbezirk am Little River in Missouri sind sowohl ihres Umfanges wegen als vor allem deshalb bemerkenswert, weil man bei der Anlage des ausgedehnten Deich- und Grabensystems auf den seither gemachten Erfahrungen fußen und eine unter allen Bedingungen wirksame Entwässerungs- und Hochwasserschutzanlage erzielen konnte.

Abb. 1 u. 2 geben das typische Bild eines Haupt- und eines Seitengrabens wieder, Abb. 3 eine Gesamtübersicht des Entwässerungsgebietes, Abb. 4 u. 5 Einzelheiten und Querschnitt des Sammlers. Danach wird ein Hügelgelände von 2800 km² dank einem zweckmäßigen Sammelsystem aus zwei Auslässen nach Osten durch das Nordende des Bezirks in den Mississippi entwässert, etwa 6,5 km südlich von Cape Girardeau (Abb. 3 oben), während der Abfluß von weiteren 360 km² Hügelland und 4195 km² Flachland in den Big Lake (Abb. 3 unten) geschieht. Der größte Teil des neuen Bauabschnitts dient der Entwässerung des südlichen Gebietes und arbeitet unabhängig von derjenigen des nördlichen.

Abb. 1. Hauptgraben.

Abb. 2. Seitengraben.

In „Eng. News-Rec." vom 24. September 1925 bringt E. S. Blaine unter Hinweis auf die Beschreibung der früheren Bauten im gleichen Blatt vom 18. März 1915 und 24. August 1916 einen ausführlichen Bericht, wonach der eigentliche Bezirk zwar nur 2160 km² umfaßt, im ganzen jedoch die Abflußmengen eines Gebietes von 7460 km² zu bewältigen sind, wovon 3260 km² Berg- und 4200 km² Flachland. Bereits der erste Entwurf vom Jahre 1909 hatte das berücksichtigt und das gesamte Entwässerungswerk als ein Ganzes behandelt, da sich der frühere Ausbau begrenzter Einzelgebiete als unzweckmäßig erwiesen und namentlich ungenügende Seitendrainage und Sammlerquerschnitte gezeitigt hatte. Besonders einige hochgelegene Teile waren dadurch beeinträchtigt und aus diesem Grunde Beschwerden der Eigner laut geworden, so daß auf der Jahresversammlung der letzteren vom Oktober 1922 die in Rede stehenden Erweiterungen nach einheitlichem Plane beschlossen wurden.

Um so mehr, als den bisherigen Erträgnissen von 13 Millionen Dollar ein Anleihebetrag von nur 7 Millionen gegenüber stand, die neuen Arbeiten also allein aus dem Gewinn des ersten Bauabschnittes gedeckt werden konnten.

Dieser umfaßte 1030 km Gräben von 1,2 bis 37,5 m Breite und 56 km Deich, ferner ein Entwässerungsnetz von 77 km Kanälen und 75 km Uferdämmen, wofür im ganzen eine Erdbewegung von 32,9 Millionen m³ erforderlich gewesen war. Nachdem für einen 1924 vollendeten Ausbau von geringerer Bedeutung noch weitere 77 km Gräben von 1,2 bis 12 m Breite und 12 km Uferbefestigung, im ganzen 1,3 Millionen m³ Erdbewegung aufgewendet war, erforderte das neue Werk nunmehr noch die Erwerbung von 2380 ha Bodenfläche und 16,1 Millionen m³ Erdarbeiten. Die letzteren verteilten sich auf 251 km neue Gräben und 290 km Uferdämme, ferner auf die Verbreiterung von 51 km alter Gräben und die Erneuerung und Wiederherstellung von 160 km Quergräben.

Was die Abmessungen und die Formgebung der Sammelgräben anbelangt, so glaubte man auf Grund umfassender Beobachtungen — namentlich auch nach starken Niederschlägen — für die im Bezirk vorhandenen Geländeverhältnisse mit einer größten Abflußmenge von $Q = \frac{40}{\sqrt[6]{M}}$ rechnen zu dürfen, wobei Q den Abfluß für die Flächeneinheit und M die Anzahl dieser Einheiten bedeuten. Die Abflußzahlen ländlicher Gebiete schwanken sehr erheblich und hängen wesentlich von dem guten Zustande des Meliorationswerkes ab: Nur selten ist die Entwässerung dieser Flächen so vollkommen, um bei starken Niederschlägen eine Überflutung zu verhindern, die in der üblichen Regenperiode und für kurze Zeit auch unbedenklich ist; dagegen soll ein brauchbares System zu anderen Zeiten auch starke plötzliche Regenmengen reibungslos und in kürzester Frist abzuleiten und zu verteilen vermögen.

Für die Gestaltung der Grabenquerschnitte kam man auf Grund der Erfahrungen beim ersten Bauabschnitt zur Wahl eines Böschungsverhältnisses von durchweg 1 : 1½; nur die über 5 m tief eingeschnittenen oder in moorigem Gelände laufenden Gräben erhielten eine Böschung von 1 : 2. Die Breite der Berme bei den neuen Gräben war mit 3,0 bis 22,5 m und in Rücksicht auf spätere Verbreiterungen bemessen: Bei kleinen Gräben

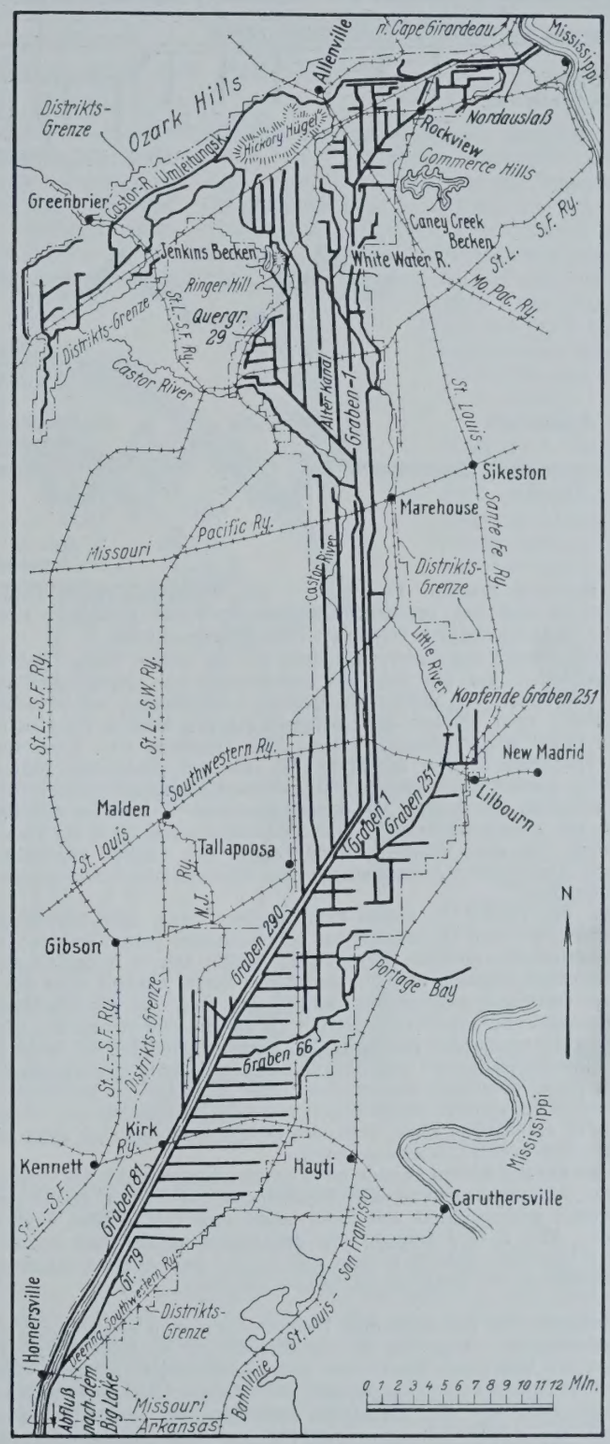


Abb. 3. Gesamtübersicht.

mit Böschung 1 : 1½ und ohne die Gefahr einer Auswaschung bildete eine Bermenbreite von 4,5 m die Regel, für breitere Gräben eine solche von 6,0 bis 7,5 m an der Seite, an der sich die Sinkstoffe vorzugsweise absetzten. An einigen Stellen wären zwar breitere Absätze erwünscht, ihre Ausführung jedoch leider zu schwierig und zu teuer gewesen. Bei der Anwendung der Kutterschen Formel wurde für die neu gebaggerten Kanäle die Rauhigkeitszahl mit $n = 0{,}0030$ angenommen.

Zunächst handelte es sich beim Ausbau des neuen Abschnittes um die Wahl eines solchen Systems, das möglichst große Wassermassen möglichst vorteilhaft über weite Strecken zu leiten vermochte. Wo die Bodenpreise erschwinglich und das Gelände einigermaßen eben war, konnte es unter Umständen zweckmäßig sein, in Abzugrinnen (Flood Ways) das Wasser über Gelände-O. K. zwischen Parallel-Deichen zu führen, zwischen denen der gewachsene Boden gar nicht oder nur unerheblich zu vertiefen

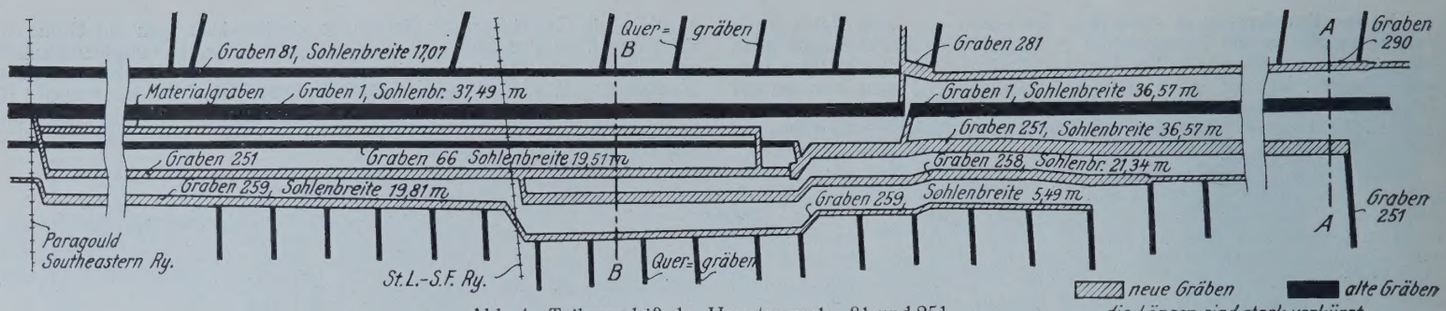


Abb. 4. Teilgrundriß der Hauptsammler 81 und 251.

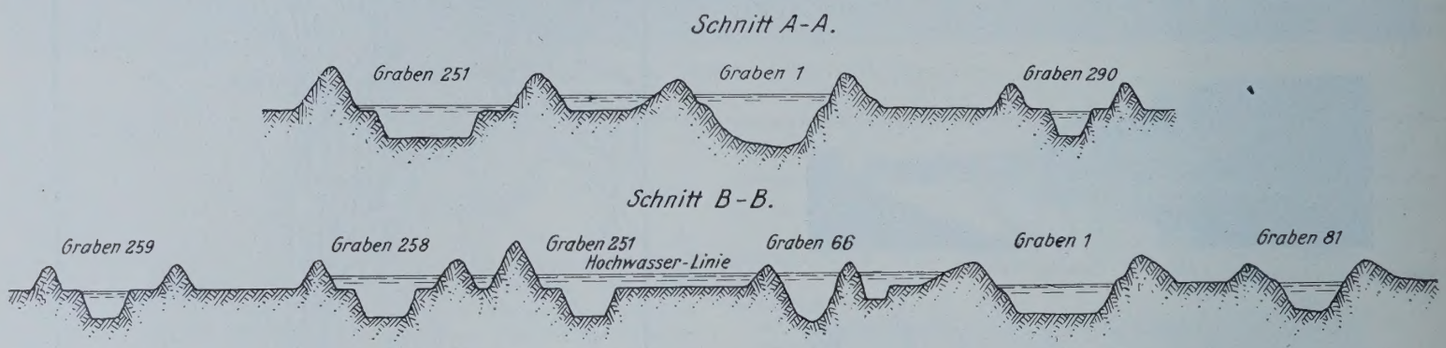


Abb. 5. Sammlerquerschnitte.

war. Bei dem anderen Verfahren — den Flutgräben (High Flow-Line Ditches) — wird ein verhältnismäßig breiter Kanal gebaggert und der Aushub zu seinen beiden Seiten als Damm aufgeschüttet.

Nach Ansicht der Sachverständigen hat die erstere Bauart eine Reihe von Nachteilen, auf die hier nur andeutungsweise eingegangen werden kann. Sie bedarf vor allem fortwährender Unterhaltung, um betriebsfähig zu bleiben; auch bereitet der Übergang aus den tieferen Kanälen in die flachen Flood Ways Schwierigkeiten. Man entschied sich daher für das zuletzt genannte System der Flutgräben als das geeignetste Mittel zur Ableitung großer Wassermassen auf weitere Entfernung. Dabei hat sich dann weiterhin die Anlage von Quergräben und — weil für den Baggerbetrieb am wirtschaftlichsten — eine Sohlenbreite von 38 m als vorteilhaft erwiesen. Aus dem letzteren Grunde ergab sich endlich angesichts der in Frage kommenden Abflußmengen die Notwendigkeit der Anlage von Parallelgräben.

Wo das Wasser in diesen Parallelgräben ganz oder beinahe gleich hoch stand, konnten sie unmittelbar nebeneinander gelegt werden; waren die Wasserstände merkbar verschieden, mußte zwischen beiden ein bestimmter Zwischenraum bleiben, damit der tiefere Graben nicht aus dem höheren voll Sand geschwemmt wurde, und zwar hat der Chefingenieur der Drainagewerke in Florida hierfür als Mindestentfernung das 25fache des Spiegelunterschiedes ermittelt. Ein zweiter Grund für die Wahl dieser High Flow-Line Ditches war der Wunsch, mit dem einmal angelegten Grabensystem möglichst dauernd und ohne nachträgliche Verbreiterungen auskommen zu können; diese hätten auch die Beseitigung und Verlegung aller oder mindestens eines Teils der Deiche bedeutet und mehr als die Anlage eines neuen Grabens gekostet.

Man hat aus diesem Grunde beim zweiten Bauabschnitt zur Gewinnung größerer Abflußquerschnitte die bestehenden Gräben an ihrem größten Querschnitt angeschnitten und ihren Inhalt zum Teil in neue Gräben abgeleitet. Abb. 3 u. 4 zeigen, wie der Hauptsammler aus zunächst 4, später 5 einzelnen Gräben besteht und in den Big Lake 6,4 km unterhalb Honrersville an der Arkansas-Staatsbahn entwässert. Ki.

Docktore im Amsterdamer Hafen. Nach dem Weltkriege trat eine außergewöhnliche Steigerung des Schiffsverkehrs im Amsterdamer Hafen ein, die sich bald durch das Fehlen von ausreichenden Dockgelegenheiten für größere Schiffe bemerkbar machte. Um diesem Übelstande abzuhelfen, entschloß sich, wie die VDI-Nachr. mitteilen, die Nederlandsche Dok-Maatschappij, Amsterdam, zur Erbauung von drei Trockendocks.[1]) Im August 1921 übertrug die Gesellschaft die Lieferung der Docktore der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Abteil. Eisenbau, Riesa. Die elektrische und maschinelle Ausrüstung der Docktore wurden anderweitig vergeben. Die Fristen für die Gesamtlieferung, die etwa 500 t Eisen- und Maschinenteile umfaßte, wurden genau eingehalten.

Alle Tore sind Stemmtore; die Schlag- und Wendesäulen sind als dreieckige Blechträger ausgebildet, zwischen denen sich die nach der Seeseite gewölbten Querträger spannen, die in je einem Drittel der Torbreite durch senkrechte Blechträger miteinander verbunden sind. Die Innenseite der Tore ist durchgehend mit einer Blechhaut bekleidet; auf der Außenseite befindet sich eine Blechbekleidung nur zwischen dem ersten und dritten unteren Querträger. Die im Torunterteil durch Blechhaut und Querträger gebildeten Luftkasten sind durch Einsteigeschächte zugänglich. Eindringendes Leckwasser kann mit Duplexpumpen von 140 l/Min. Leistung entfernt werden. Zum Pumpenantrieb dient Preßluft von 5 at Überdruck.

Die Tore werden bewegt durch Elektromotoren von 13,6 PS Leistung mit 1240 Uml./Min., deren Drehbewegung durch Schnecke und Schneckenrad auf eine steilgängige Spindel übertragen wird. Auf der Spindel läuft eine Wandermutter, die seitlich kreuzkopfähnlich geführt und mit Zapfen versehen ist, an denen das zum Tor führende Gestänge angreift. Das Gestänge ist am Tor mit Federn von 10 000 kg Zugkraft angeschlossen. Der gesamte Antrieb ruht auf einer gemeinsamen Gründungsplatte hochwasserfrei in seitlichen Aussparungen der Dockwände.

Die Abdichtung der Torflügel gegeneinander und gegen das Mauerwerk geschieht durch starke durchtränkte Hölzer. Kräftige Reibhölzer auf beiden Seiten der Torflügel verhindern Beschädigungen durch anfahrende Schiffe. Sämtliche Bauteile wurden in den Werkstätten zu Lauchhammer bearbeitet und für den Versand soweit als möglich zusammengebaut. Der Einbau der schwimmend zur Baustelle übergeführten kleineren Tore geschah auf der Werft Verschure & Co. in Amsterdam. Den Zusammenbau der großen Tore führte die Nederlandsche Dok-Maatschappij an Ort und Stelle selbst aus.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 25, S. 319: Schonnopp, Der Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam.

Personalnachrichten.

Bayern. In etatsmäßiger Weise sind befördert: der mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurats I. Klasse ausgestattete Bauamtmann beim Kulturbauamt München O. Stadlinger zum Oberbauamtmann und Vorstand des Kulturbauamts Amberg; — berufen: die Bauamtmänner H. Kerner beim Kulturbauamt Aschaffenburg an das Kulturbauamt Landshut und F. Herrmann beim Kulturbauamt Hof an das Kulturbauamt Aschaffenburg; — ernannt zu Bauamtmännern an ihren derzeitigen Dienststellen: die Bauassessoren Dr.-Ing. B. Weber beim Kulturbauamt Hof und H. Völk beim Kulturbauamt Donauwörth.

Der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor beim Straßen- und Flußbauamt Deggendorf F. Enderlin ist zum Bauamtmann an diesem Amte in etatsmäßiger Eigenschaft ernannt.

Der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Bayreuth H. Braun ist auf sein Ansuchen in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

Preußen. Überwiesen wurde der Regierungsbaumeister (W.) Radisch, Magdeburg, vom Kanalbauamt an die Elbstrombauverwaltung.

Gestorben: der Geheime Baurat Franz Friedrich Knauer, Königsberg i. Pr., früher meliorationstechnischer Regierungs- und Baurat bei der Regierung daselbst.

INHALT: Die Talsperre bei Goldentraum, erbaut 1919 bis 1924. — Stadion und Notstandsarbeit. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — 70. Geburtstag des Oberbaurats Prof. Kübler. — Hütte, Taschenbuch der Stoffkunde. — Technische Hochschule Berlin. — Meliorationsbauten in Amerika. — Docktore im Amsterdamer Hafen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 26. Februar 1926 Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tunnelrüstungen von Franz Rziha und von Alfred Kunz.

Von Prof. Dr. phil. h. c. **Konrad Pressel,** München.

Die Herstellung von Tunneln nach den gewöhnlichen Bauweisen in Holz, z. B. nach der „englischen", der weitaus verbreitetsten, hat die Eigentümlichkeit, daß zwei voneinander unabhängige Rüstungen in dem ausgebrochenen, mit einer endgültigen Verkleidung zu versehenden Raum ausgeführt werden:

1. eine, meist ganz aus Holz bestehende Rüstung zur vorübergehenden Sicherung der Ausbruchflächen und

2. ein Lehrgerüst zur Herstellung der gewöhnlich ganz aus Mauerwerk bestehenden endgültigen Verkleidung.

Der Gedanke, diese beiden Rüstungen durch eine einzige zu ersetzen, in der Absicht, die Tunnelarbeit dadurch zu vereinfachen und zu verbilligen, ist bekanntlich zuerst anfangs der 60er Jahre des vorigen Jahrhunderts von Franz Rziha, dem Verfasser des „Lehrbuches der gesamten Tunnelbaukunst", ausgesprochen und in einer Reihe von Tunnelbauten angewendet worden. Dabei war ihm richtunggebend die Überlegung, daß das Lehrgerüst auch bei den bisherigen Bauweisen bis zu dem Augenblick, in welchem das Gewölbe geschlossen wird, sowohl die Last des Mauerwerks als auch den ganzen Gebirgsdruck zu tragen habe. Führt man also den Ausbruch in der Weise durch, daß von vornherein das Lehrgerüst für die Mauerung als Hauptstützbau aufgestellt wird, so wird das bisher lediglich zur Sicherung des Vollausbruches dienende, im Verlauf der Mauerungsarbeiten zu beseitigende Gerüst gespart.

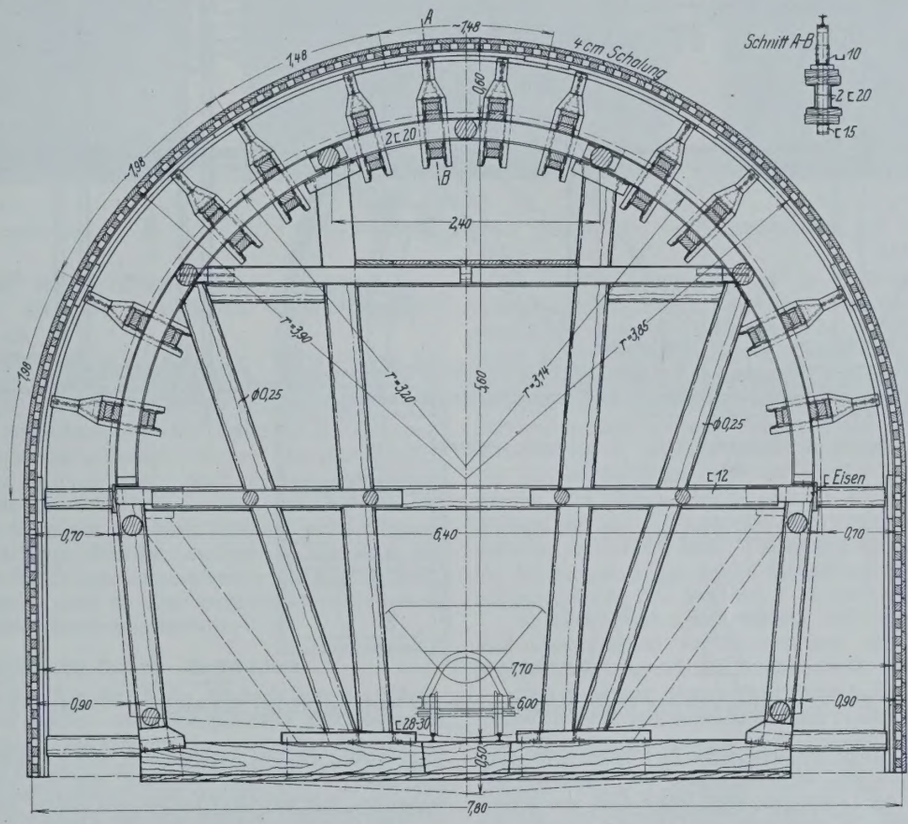


Abb. 1. Tunnelrüstung Kunz bei Ausbruch des vollen Profils.

Eine nach Rzihas Bauweise zur Ausführung der Mauerung vorbereitete Arbeitstelle weist demnach eine Reihe von Lehrbogen auf, unter sich in der Längsrichtung gut verspannt, in Abständen, die der Art des Gebirges angepaßt sind. Die Sicherung des Ausbruches geschieht durch Abstützung der nach der österreichischen Zimmerungsart mit der Tunnelachse gleichlaufenden hölzernen Pfähle auf die Lehrbogen.

Gleichzeitig mit dem Hauptzweck, der Rziha vorschwebte, nämlich der Errichtung eines einzigen, sowohl für den Vollausbruch als für die endgültige Verkleidung dienenden Gerüstes, also der Ersparnis eines besonderen, selbständigen Baues zur Sicherung des Vollausbruches, wollte er das nach seiner Ansicht wegen seiner Zusammendrückbarkeit und viel geringeren Festigkeit ungeeignete und wegen seiner geringen Wiederverwendbarkeit immer wieder neu zu beschaffende und dadurch kostspielige Holz durch Eisen ersetzen, mit Ausnahme der unmittelbar am Gebirg anliegenden Pfähle.

Nach der Rzihaschen Bauweise wird nach seinem Grundgedanken, ähnlich wie bei der Schildbauweise, durch „scheibenförmiges" Ausbrechen an der Brust, also durch Vorgehen im ganzen Tunnelquerschnitt um eine Strecke gleich dem Abstande der Lehrbogen, jeweilig ein Raum geschaffen gerade ausreichend für die Aufstellung eines neuen Baues. Der Hauptbestandteil eines solchen Baues ist ein starker eiserner, dem lichten Querschnitt des fertigen Tunnels angepaßter Lehrbogen, der im Falle der Ausführung eines Sohlgewölbes einen geschlossenen Ring bildet. Der anfänglich aus einer größeren Zahl gußeiserner Abschnitte zusammengefügte Bogen wurde bei späteren Ausführungen aus bogenförmigen Blechträgern gebildet. Grundsätzlich sollte nach Rziha der innere Raum des Lehrbogens ganz frei bleiben von tragenden Teilen, damit der Verkehr auf den im Innern an den Lehrbogen aufgehängten Arbeitsbühnen gänzlich ungehemmt bleibe. Diese Forderung bedingt eine bedeutende Höhe des Bogenquerschnitts (z. B. hatte der bogenförmige Blechträger beim Ippenser Tunnel 50 cm Höhe).

Die Abstützung der hölzernen Pfähle auf den Lehrbogen bewirkte Rziha durch eiserne, aus Eisenbahnschienen gebildete Rahmen, die mittels Hakenschrauben mit dem Lehrbogen und unter sich mittels Schellen verbunden waren. Die Höhe dieser „Auswechselrahmen", wie Rziha sie benannt hat, war bestimmt durch die Weite des Ausbruches, die ihrerseits durch die jeweilig vorgeschriebene Mauerstärke bedingt war. Für jede Mauerstärke war demnach eine besondere Reihe von Rahmen erforderlich, wenn man in Ringen von größerer Mauerstärke zugunsten größerer Standsicherheit auf die Verwendung einheitlicher niedrigerer, der geringsten vorkommenden Mauerstärke angepaßter Rahmen und auf die Ausfüllung des größeren Spielraumes zwischen Rahmen und Verpfählung durch Keile und Beilagen verzichten wollte.

Durch die Art der Herstellung des Raumes für einen Bau und die Aufstellung einer ganzen Bogenrüstung in einem Male in diesem Raum und durch die Verwendung von Eisen für alle Teile der Rüstung mit Ausnahme der Pfähle wollte Rziha außer den Vorteilen der Ersparung an Baustoffen und Arbeit und der nahezu unbegrenzt wiederholten Verwendbarkeit der Rüstungsteile noch den Zweck erreichen, daß die bei den gewöhnlichen Bauweisen mit Rüstungen ganz aus Holz in druckhaftem, gebrechem, rolligem und schwimmendem Gebirge auftretenden Setzungen, welchen man durch Überhöhung des Ausbruches Rechnung tragen muß, ganz vermieden würden. Zum Teil sind diese Setzungen bei den gewöhnlichen Bauweisen abhängig von der Zusammendrückbarkeit der senkrecht zur Faserrichtung durch den Gebirgsdruck beanspruchten Hölzer, und sie wachsen mit der Zeit, die vom Legen dieser Hölzer bis zum Einbringen der endgültigen Verkleidung verstreicht. Zum Teil hängen sie ab von der Anzahl Auswechslungen, insbesondere von Hilfsschwellen, Ständern, Streben und Spannriegeln, die bis zur Fertigstellung der ersten, der „Ausbruchrüstung", vorgenommen werden. Durch Abkürzung der Zeit vom Freilegen der Ausbruchflächen bis zum Schließen der Mauerung, indem man die Ringlänge nicht zu groß wählt, ferner durch zweckmäßige Anordnung der „Ausbruchrüstung", endlich durch geschickte und rasche Arbeit beim Ausbrechen und Einbringen der Rüstung, ist es zwar möglich, die Setzungen wesentlich herabzumindern; in einem gewissen, von dem Maß des auftretenden Druckes

abhängigen Betrage sind sie jedoch unvermeidlich.[1]) Hierin macht auch die Rzihasche und die ihr verwandte, nachstehend zu erörternde Kunzsche Bauweise insofern keine Ausnahme, als die über den vordersten Bau beim Abbau der Brust vorgesteckten Pfähle ihre endgültige Stützung erst nach Vollendung des Abbaues der Brust und Aufstellung eines neuen Lehrbogenbaues erhalten. Immerhin sind wegen der geringen Abbaulänge von Bau zu Bau und wegen der infolgedessen kurzen Abbauzeit bei Rziha und Kunz die Setzungen bedeutend kleiner als bei den gewöhnlichen Bauweisen ganz in Holz.[2])

Den aus vorstehendem zu entnehmenden unbestreitbaren Vorzügen der Rzihaschen Rüstung und Bauweise vor den sonst üblichen Tunnelbauweisen mit Holzrüstung stehen eine Reihe von Schattenseiten gegenüber, und zwar sind dies im wesentlichen folgende:

Diese Schattenseiten dürften wohl der Grund gewesen sein, daß man nach der Ausführung einer Reihe von Tunneln nach Rzihas System seit dem Jahre 1880 lange Zeit nichts mehr von der Anwendung dieses Systems gehört hat. Erst vier Jahrzehnte später, um 1918, wurden die grundlegenden, durchaus gesunden Gedanken Rzihas von Alfred Kunz, dem Chef der Bauunternehmung „Edwards & Hummel, Alfred Kunz“ in München, wieder aufgegriffen beim Bau der Wasserkraftanlage zwischen Hirten an der Alz und Holzfeld an der Salzach nach den Entwürfen des technischen Direktors der Alzwerke Julius Dietz. Von seiten der Bauunternehmung standen die Bauarbeiten der Wasserkraftanlage unter der Leitung des noch vor ihrer völligen Beendigung leider verstorbenen Oberingenieurs Fritz Steinleitner.

Im Laufe des Oberwasserkanals dieser Anlage waren vier Tunnel

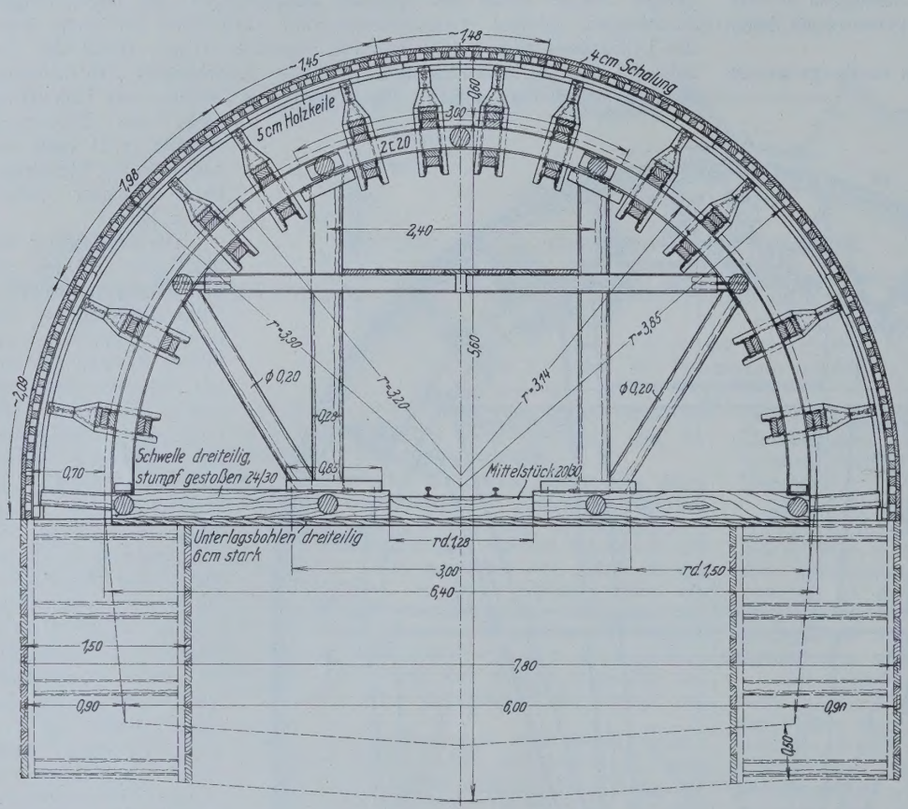


Abb. 2. Tunnelrüstung Kunz beim Bauvorgang nach belgischer Bauweise.

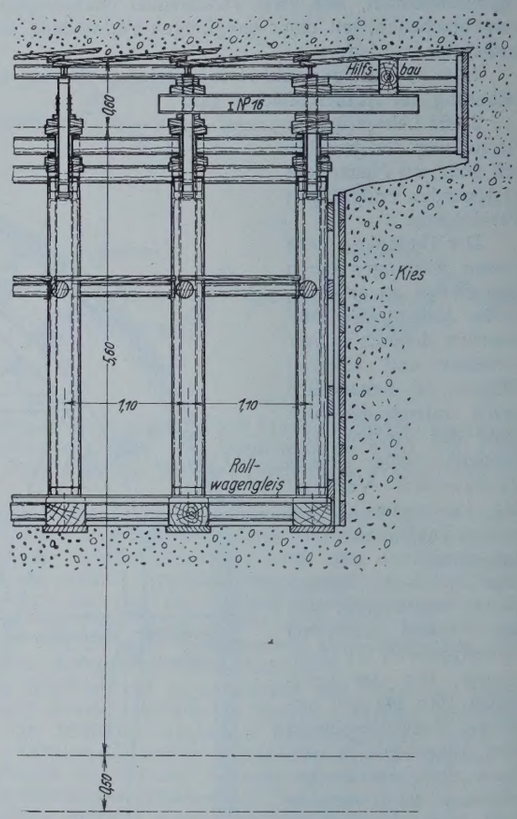


Abb. 3.

1. Durch Rzihas Forderung, daß der Lehrbogen freitragend sein, also keinerlei innere Stützen erhalten soll zugunsten einer ungehinderten Bewegung im Arbeitsraum, wird der Lehrbogen, auch wenn man von dessen ursprünglicher Zusammensetzung aus einer größeren Zahl von gußeisernen Bogenstücken absieht und ihn nur zwei- oder dreiteilig aus Walzeisen herstellt, sehr schwer und teuer und durch seine große Querschnittshöhe namentlich auf der obersten Arbeitsbühne hinderlich für den Verkehr in der Tunnelrichtung.

2. Für verschiedene Mauerstärken müssen die „Auswechselrahmen“ verschieden hoch gebaut sein, wenn sie ihren Zweck der Abstützung des Gebirges auf den Lehrbogen richtigerfüllen sollen. In jedem Falle aber besitzen sie

3. nur eine ganz unzureichende Standsicherheit gegen Schübe, deren Richtung nicht in die zur Tunnelachse senkrecht gelegene Mittelebene des Lehrbogens fällt.

4. Die sehr große Zahl verschiedenartiger Schrauben, die man beim Aufstellen und Abbrechen jedes Baues einzubringen und zu lösen hat, ist in einer Tunnelarbeit nicht zweckmäßig. Jedenfalls bedingt sie besonders zuverlässige, gut eingeübte, tüchtige, ordnungsliebende Arbeiter, wenn nicht unter Umständen große Schäden, Aufenthalte und Verluste entstehen sollen. Der im Tunnelbau Bewanderte weiß, wie schwer, zumal heutzutage, diese Bedingung zu erfüllen ist.

vorgesehen, die fast ausnahmslos durch rolliges, aus diluvialem Schotter und Sand bestehendes, nur hier und da konglomeratartige Bänke aufweisendes, fast durchaus trockenes Gebirge führen.

Die Ausführung dieser Tunnel nach den gewöhnlichen Bauweisen mit Holzrüstungen im Vollausbruch hätte die Beschaffung von besonders tüchtigen, darauf eingeübten Tunnelarbeitern erheischt. Solche waren aber in der Nachkriegszeit nicht aufzutreiben. Es mußte also notgedrungen auf eine Bauweise gesonnen werden, die weniger anspruchsvoll war hinsichtlich der Ausbildung der Leute und mit den vorhandenen einheimischen Kräften durchgeführt werden konnte.

Es lag nun nahe, wäre rein technisch im Hinblick auf die Beschaffenheit des Baugrundes durchaus zweckmäßig gewesen und wurde auch erwogen, die Tunnel mit Hilfe eines offenen Schildes auszuführen. Die hohen Kosten eines solchen Schildes und dessen lange Lieferzeit hielten jedoch von dessen Anwendung ab, um so mehr, als Kunz mit einem Vorschlag auftreten konnte, der allem Anscheine nach in kürzerer Zeit, mit wesentlich geringeren Kosten und mit vollkommener Sicherheit zum Ziel führen mußte und überdies nicht an die Bedingung der Verwendung besonders tüchtiger, geschulter Tunnelmineure gebunden war. Sein Vorschlag bestand in der Anwendung der Rzihaschen Bauweise, jedoch mit derartigen, wesentlichen Abänderungen an der Rüstung, daß dadurch alle oben aufgezählten Schattenseiten vermieden würden.

Es ist das besondere Verdienst des technischen Direktors der Alzwerke Julius Dietz, die Eignung der Kunzschen Rüstung und Bauweise sofort erkannt, seine Zustimmung zu ihrer versuchsweisen Anwendung in einem der Alzwerktunnel gegeben und nach dem guten Ausfall des Versuches ihre Anwendung auch in allen übrigen Tunneln der Kanalstrecke angeordnet zu haben.

Der an der Alz erzielte Erfolg hat alsbald die Anregung zu einer ähnlichen Ausbildung der Rzihaschen Grundgedanken bei der Herstellung des Wollishofener Tunnels (Zürich) gegeben. Es ist auch anzunehmen

[1]) In dieser Hinsicht sei namentlich an das Langständersystem erinnert, wie es vielfach, z. B. beim Bau des Arlberg-, des Pratolino- und des Suramtunnels verwendet wurde. Bei dieser Einbauart werden die Kronbalken sehr bald nach ihrem Einbringen durch Langständer endgültig auf die Tunnelsohle abgestützt, indem man an der betreffenden Stelle die Decke zwischen First- und Sohlstollen durchschlägt oder, bei geeignetem Gebirge, über die ganze Ringlänge durchschlitzt.

[2]) Die größte beim Bau der Alzwerktunnel beobachtete Setzung im Scheitel hat nur 6 cm betragen. Sie war an einer schwierigen, sehr druckreichen Stelle entstanden.

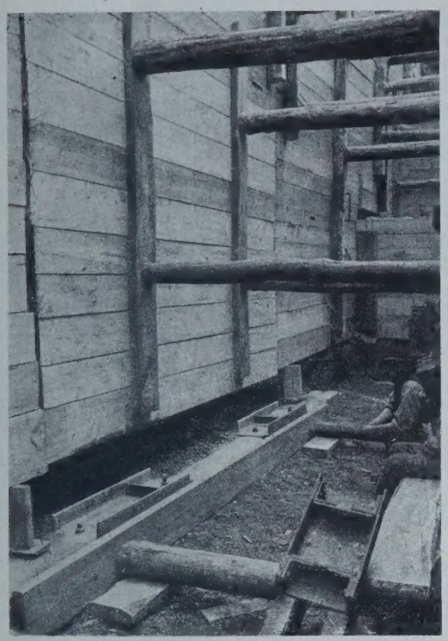


Abb. 4.
Legen der Sohlschwelle.

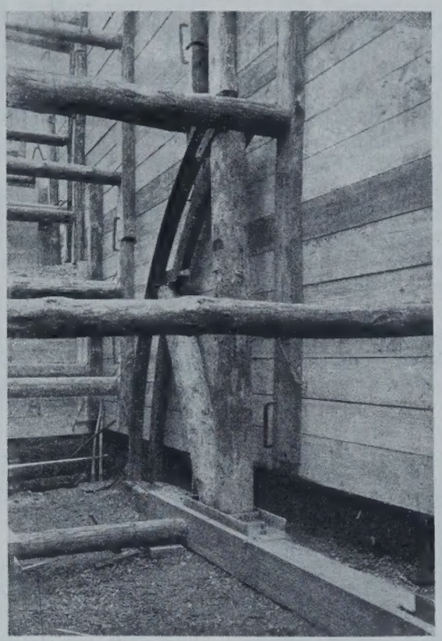


Abb. 5.
Linkseitiges Bogenstück aufgestellt.

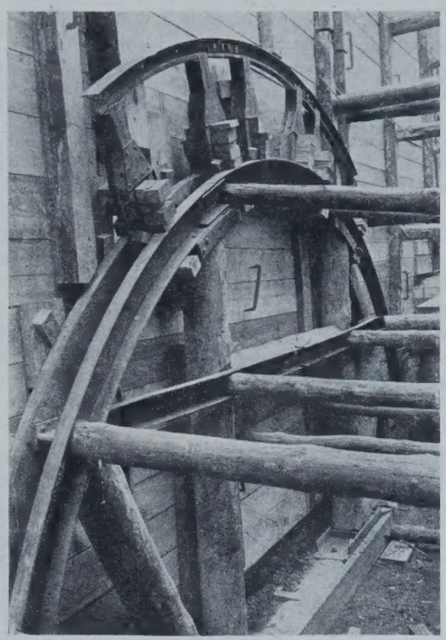


Abb. 7.
Lehrbogenbau mit Ausbruchbogen im Scheitel.

und zu hoffen, daß damit der Anstoß zu weiteren Anwendungen in ähnlichem Gebirge wie an der Alz oder in gebrechem Gebirge überhaupt gegeben werde.

Eine Beschreibung und Beurteilung der Kunzschen Tunnelrüstung hat der Verfasser bereits 1921, bald nach ihrer ersten Anwendung in Tunnel III des erwähnten Alzwerkkanals, in Bd. LXXVII der Schweiz. Bauztg. veröffentlicht. Inzwischen sind längst sämtliche vier Tunnel mit einer Gesamtlänge von 1528 m fertiggestellt und in Betrieb. Es liegt also eine ziemlich ausgedehnte Erprobung der Rüstung vor. Auch hat ihr Urheber in dankenswerter Weise ausführliche Mitteilungen über den Aufwand an Arbeit und Baustoffen bei Verwendung seiner Rüstung zur Verfügung gestellt. Es erscheint deshalb gerechtfertigt, darüber von neuem zu berichten, zumal damit dem mehrfach geäußerten Wunsche entsprochen wird, es möge eine Veröffentlichung auch in einer reichsdeutschen Zeitschrift stattfinden. Dies soll in nachstehendem geschehen.

I. Die Tunnelrüstung Bauart Alfred Kunz.

A. Lehrbogenrüstung. Wie bei Rziha ist auch hier das Haupttragglied ein Lehrbogen, der später, nach Fertigstellung und Sicherung des Vollausbruches zur Ausführung der Mauerwerkverkleidung dient. Dieser Lehrbogen besteht aus zwei ⊏-Eisen, die in passenden Abständen durch kurze, angenietete I-Eisen auseinandergehalten werden (Abb. 1). Bei den Tunneln der Alzwerke war der Bogen aus drei Stücken zusammengesetzt. An den beiden Stoßstellen waren die Bogenstücke schräg zugeschnitten, um das Scheitelstück in wagerechter Richtung bequem zwischen die beiden Seitenstücke einfügen zu können und um später die Ausrüstung zu erleichtern. Die Verbindung an den Stoßstellen geschieht durch je zwei ⊏-Eisen-Laschen mittels Schrauben. An den unteren Enden der Seitenstücke, die ungefähr in Kämpferhöhe zu liegen kommen, sind Füße gebildet durch wagerechte starke Platten, die mit ⌊-Eisen angenietet sind.

Im Gegensatz zu Rziha ist der Lehrbogen nicht freitragend; er wird vielmehr durch Langständer auf Sohlschwellen abgestützt. An den oberen Stützstellen sind an den Untergurt des Lehrbogens aus ⊓-Eisen bezw. winkelförmigem, starkem Blech bestehende Schuhe angenietet, in die die Langständerenden, ein für allemal sorgfältig angepaßt, eingesetzt werden. In gleicher Weise sind für die unteren Enden der Langständer Auflager auf der Sohlschwelle durch ⊔-Eisen gebildet, die mit der Sohlschwelle verschraubt sind. Die Schuhe an den beiden Enden der Schwelle für die Aufnahme der kurzen Ständer unter den Lehrbogenfüßen sind besonders geformt, wie aus Abb. 1 zu ersehen ist.

In Kämpferhöhe und darüber zwischen den Ständern jedes Bogens sind Querverbände aus Spannriegeln mit angeschraubten ⊏-Eisen angeordnet, die zugleich als Tragbalken für die Arbeitsbühnen dienen.

Zur Sicherung gegen Verschiebung in der Tunnelrichtung sind die einzelnen Baue gegeneinander durch Spannriegel zwischen den Lehrbogen und zwischen den Langständern verspreizt. Außerdem ist vorgesehen, jeden Lehrbogen mit seinen Nachbarn durch Zugstangen verbinden zu können. Diese Zugstangen sind jedoch allenfalls nur von Bedeutung jeweilig bei der Aufstellung eines Bogens, also für den vordersten, bis dieser belastet und gegen die Brust verspannt ist. Von diesem Augen-

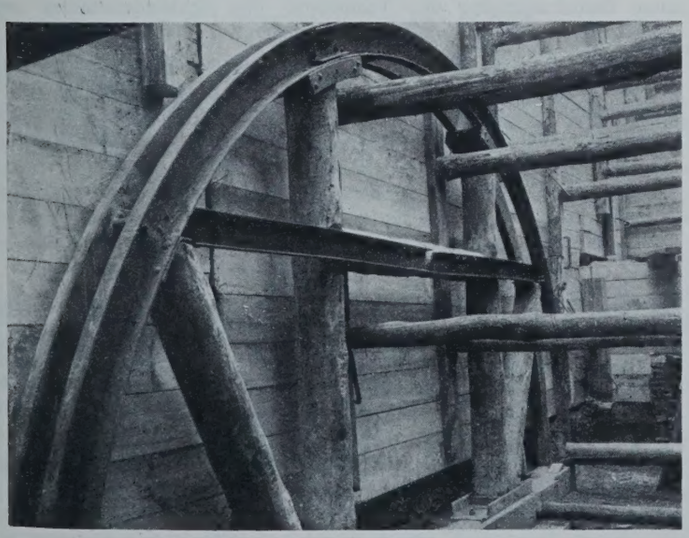


Abb. 6. Vollständiger Lehrbogenbau.

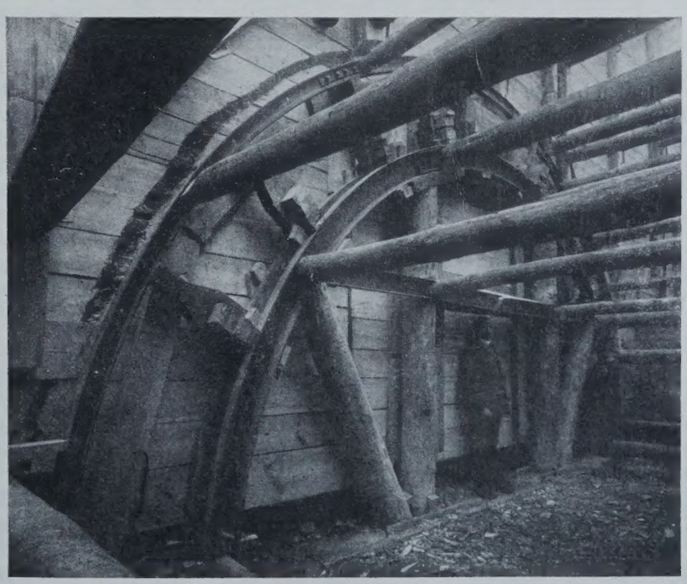


Abb. 8. Durchstemmen der Brustverschalung am Mundloch.

blick an verlieren sie eigentlich ihren Sinn, da das ganze System der im Bereich der Arbeitstrecke des Vollausbruches und der Mauerung aufgestellten Lehrbogenbaue bei sachgemäßer Durchführung der Ausbrucharbeit in wagerechter Richtung nur auf Druck, von der Brust herkommend, beansprucht und gegen die Wirkung dieses Druckes durch die zahlreichen, mit der Tunnelachse gleichlaufenden Spannriegel, bezw. durch die Reibung der Baue infolge ihrer Belastung, und auch noch durch Streben am letzten noch nicht entlasteten Bogen der Mauerstrecke gesichert ist. Eine Zugbeanspruchung könnte nur dann entstehen, wenn durch grobe Verstöße beim Abbau an der Brust ein Einbruch und Firstbruch stattfindet. In diesem Falle könnte ein starker Zugverband das ganze System der Lehrbogenbaue geradezu gefährden, indem die zusammengekuppelten Baue nach vorn, gegen Ort zu sich neigen. Besteht aber nur ein Druckverband oder außer diesem nur ein leichter, für die Aufstellung der Baue gerade ausreichender Zugverband, so darf man mit großer Wahrscheinlichkeit erwarten, daß nur der vorderste oder die vordersten Baue durch den Einbruch in Mitleidenschaft gezogen werden.[3])

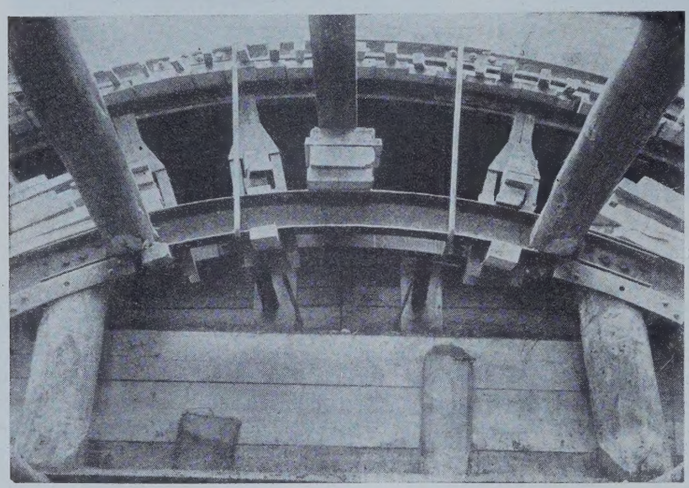


Abb. 9. Einsetzen des Hilfsbaues („Esel").

B. Ausbruchrüstung. Wie beim österreichischen Einbau sind die hölzernen, am Gebirg unmittelbar anliegenden Pfähle mit der Tunnelachse gleichlaufend angeordnet. Sie ruhen mit Zwischenschaltung von kurzen Pfändlatten und Keilen, entsprechend der gewöhnlichen Getriebezimmerung, auf Bogenstücken aus umgekehrten Eisenbahnschienen (Abb. 1) auf. Die Bogenstücke, am Scheitel und in dessen Nähe kürzer, an den Seiten länger gehalten, sind miteinander verlascht und bilden so den „Ausbruchbogen".

[3]) An keiner Stelle der Alzwerktunnel sind die Zugstangen angebracht worden; es hat sich nirgends, auch nicht bei der Aufstellung der Lehrbogen, das Bedürfnis dazu eingestellt.

Die vordersten Pfähle ruhen vor Beginn eines neuen Abbaues der Brust in der Nähe ihrer vorderen, nach außen, wie üblich, zugeschärften Enden auf dem unmittelbar an der Brust aufgestellten „Ausbruchbogen" durch Vermittlung von kurzen Pfändbrettern und Pfändkeilen. Die ein Stück weit in die Brust getriebenen Pfahlenden umhüllen dabei die genau nach dem Ausbruchprofil unter Berücksichtigung der Pfändung zugeschnittene Brustverschalung.

Während nun bei der Rzihaschen Bauart der „Ausbruchbogen" durch die äußeren Seiten seiner vierseitigen „Auswechselrahmen" gebildet wird und jeder Bogenteil mit den radialen Seiten des zugehörigen Auswechselrahmens ein einziges Stück von unveränderlichen, einer bestimmten Mauerstärke entsprechenden Ausmaßen darstellt, hat Kunz in einer seine Bauart besonders kennzeichnenden Weise für die Abstützung des „Ausbruchbogens" auf den Lehrbogen für sich bestehende Stützen, die „Reiter", angeordnet, die sowohl längs dem Lehrbogen an jede beliebige Stelle gebracht, als auch in radialer Richtung verstellt werden können. Durch die jederzeit leicht zu bewerkstelligende Veränderung der Zahl der Reiter, also der Stützen des Ausbruchbogens, ist es möglich, sich dem jeweilig auftretenden Gebirgsdruck anzupassen, und durch Verstellung der Reiter in radialer Richtung kann man in einfachster Weise den verschiedenen Ausbruchweiten, wie sie durch Veränderung der Mauerstärke bedingt sind, Rechnung tragen.

Die „Reiter"[4]) (Abb. 1 u. 7) bestehen aus zwei ⊏-Eisen, die mit zwei Querstücken einen rechteckigen, länglichen Rahmen bilden. Oberhalb des Rahmens sind die ⊏-Eisen zusammengeführt, vernietet und mit einem Einschnitt zur Aufnahme des Ausbruchbogens versehen. Der Zwischenraum zwischen den ⊏-Eisen des Lehrbogens ist so bemessen, daß die Reiter bequem durchgesteckt werden können. Sie werden in der Richtung des Bogenhalbmessers, mit dem oberen Ende den Ausbruchbogen fassend, am Lehrbogen befestigt mittels zweier Keilpaare und passender Beilagen aus Eichenholz. Sie gewährleisten nicht bloß eine sichere Übertragung des Gebirgsdruckes auf den Lehrbogen in der Richtung des Bogenhalbmessers, sondern bieten auch großen Widerstand gegen beliebig anders gerichtete Kräfte, weil sie mit dem Lehrbogen ein festes Gefüge bilden. Ihre Handhabung ist außerordentlich einfach und tunnelmäßig, sowohl beim Einbringen als beim Ausrüsten.

Obwohl nur vorübergehend, bei Beginn des Abbaues für ein neues Ausbruchstück, Dienste leistend, soll doch als zur Ausbruchrüstung gehörig noch ein wichtiges Glied dieser Rüstung hier erwähnt werden: der von den Arbeitern so getaufte „Esel". Es ist dies eine auf ihrer oberen Seite bogenförmig bearbeitete, mit einem ⊓-Eisen bewehrte Hilfskappe von 2,8 m Länge, die beim Beginn des Abbaues der Brust in der First des Ausbruches die neuen, auf etwa 3 m Breite vorgesteckten Pfähle (Abb. 3 und 10) zu stützen hat, bis nach gänzlichem Abbau der Brust der neue Bau mit Ausbruch- und Lehrbogen eingebracht werden kann. Der „Esel" selbst wird in der Mitte getragen durch einen über die zwei vordersten Lehrbogen vorgeschobenen und gegen die rückwärtigen Ausbruchbogen verkeilten I-Hilfsträger. (Schluß folgt.)

[4]) D. R. P. Nr. 340597.

Die neuen Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

1. Straßenbrücken.

In den bisherigen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton vom Jahre 1916 waren die zulässigen Spannungen für Fahrbahnteile von Straßenbrücken festgesetzt auf $\sigma_b = 35$ kg/cm² und $\sigma_e = 900$ kg/cm² für die Platten, $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² für die Plattenbalken und für die Stützen, die auf Biegung beansprucht werden, schließlich $\sigma_b = 30$ kg/cm² für die zentrisch beanspruchten Stützen. An die Unterseiten der Schrägen oder Kehlen von Plattenbalken durften neben den Mittelstützen die zulässigen Druckspannungen um $^1/_3$ bis zu 50 kg/cm² erhöht werden. Für die Querschnitte in Stützenmitte zur Aufnahme des Stützenmoments war jedoch eine Erhöhung der Druckspannungen nicht zugelassen.

Bei rechnerischer Nachweisung der durch das Schwinden des Betons und die Temperaturänderungen hervorgerufenen Spannungen durften die oben angegebenen zulässigen Spannungen für Platten, Plattenbalken und Stützen um 30 % erhöht werden. Dies ergab bei plattenförmigen Querschnitten $\sigma_b =$ etwa 45 kg/cm² und $\sigma_e = 1170$ kg/cm², bei plattenbalkenförmiger Querschnittsausbildung $\sigma_b = 52$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm². Für die Schubspannungen war $\tau_0 = 4$ kg/cm², für die Haftspannungen $\tau_1 = 4{,}5$ kg/cm² zulässig. Bei Eisenbetongewölben durfte für Eigengewicht und Verkehrslasten mit $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² gerechnet werden. Bei eingespannten Gewölben mußten die Grenzspannungen unter Berücksichtigung von Temperatur und Schwindeinflüssen unter $\sigma_b = 52$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² liegen.

Die neuen Bestimmungen haben verschiedene Änderungen gebracht. Bei den Balkenbrücken ist zu unterscheiden zwischen einfachen oder durchlaufenden Balken, die auf den Stützen frei drehbar gelagert sind, und Balkenträgern, die mit den Stützen biegungsfest verbunden sind.

Für die ersteren gilt nach Spalte c der Tafel IV, S. 29:

Platten $\sigma_b = 35$ kg/cm² (bisher 35 kg/cm²)
$\sigma_e = 1000$ kg/cm² (bisher 900 kg/cm²),
Plattenbalken $\sigma_b = 35$ kg/cm² (bisher 40 kg/cm²)
$\sigma_e = 1000$ kg/cm² (bisher 1000 kg/cm²).

Die Platten sind demnach in den neuen Vorschriften durch Heraufsetzung von σ_b auf 1000 kg/cm² etwas günstiger gestellt. Dagegen ist bei den Plattenbalken eine Verschärfung eingetreten durch Herabsetzung von σ_b auf 35 kg/cm². Die letztere Änderung bedingt größere Bauhöhen der Plattenbalkenträger. Die zulässige Beanspruchung der zentrisch belasteten Stützen ist mit $\sigma_b = 30$ kg/cm² gleichgeblieben. Für außermittig belastete Stützen gelten nach den neuen Bestimmungen die Werte (Spalte b der Tafel IV, S. 29)

$\sigma_b = 40$ kg/cm² (bisher 40 kg/cm²)
$\sigma_e = 1200$ kg/cm² (bisher 1000 kg/cm²).

Die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung ist von geringer praktischer Bedeutung, da bei Stützen das zulässige σ_e meist nicht ausgenutzt werden kann.

Neu ist die Bestimmung, daß in den Querschnitten zur Aufnahme der Stützenmomente die zulässigen Spannungen höher angenommen werden dürfen als in den übrigen Querschnitten.

Es ist $\sigma_b = 40$ kg/cm² (bisher 40 kg/cm²)
$\sigma_e = 1200$ kg/cm² (bisher 1000 kg/cm²) vorgeschrieben.

Durch die Erhöhung der Eisenspannung wird die übermäßige Anhäufung von Eisen über den Stützen, die nach der alten Vorschrift oft unvermeidlich war, zugunsten einer einfacheren Ausführung des Eisengerippes und einer sorgfältigeren Betonierung gemindert.

Die in der Praxis häufig vorkommenden Straßenbrücken, bei denen die Fahrbahntafel aus Platten oder Plattenbalken besteht, die mit den Stützen biegungsfest verbunden sind, fallen nicht unter Spalte c, da eine Erhöhung der zulässigen Spannungen um 30 % bei Berücksichtigung von Temperatur- und Schwindspannungen nicht vorgesehen ist. Hierfür sind also die Spalten a und b maßgebend, und zwar für die Stützen und Stützenquerschnitte von Balken und Plattenbalken Spalte a („Stützen als Teile rahmenartiger Tragwerke", „Balken und Plattenbalken zur Aufnahme von Stützmomenten"), für die übrigen Trägerquerschnitte Spalte b. Die zulässigen Spannungen sind bei Berücksichtigung der Temperatur- und Schwindspannungen für

Stützen $\sigma_b = 50$ kg/cm² (bisher 52 kg/cm²)
$\sigma_e = 1200$ kg/cm² (bisher 1200 kg/cm²),

Trägerquerschnitte über den Stützen $\sigma_b = 50$ kg/cm²
(bisher 52 kg/cm² für Plattenbalken)
(bisher 45 kg/cm² für Platten),
$\sigma_e = 1200$ kg/cm²
(bisher 1200 kg/cm² für Plattenbalken)
(bisher 1170 kg/cm² für Platten),

übrige Trägerquerschnitte $\sigma_b = 40$ kg/cm²
(bisher 52 kg/cm² für Plattenbalken)
(bisher 45 kg/cm² für Platten),
$\sigma_e = 1200$ kg/cm²
(bisher 1200 kg/cm² für Plattenbalken)
(bisher 1170 kg/cm² für Platten).

Für die Bemessung der Platte bei plattenbalkenförmigen Rahmenquerschnitten gilt selbstverständlich die Spalte c.

Im allgemeinen haben sich die zulässigen Werte gegenüber der alten Vorschrift wenig verändert. Nur für die Trägerquerschnitte zwischen den Stützen ist die zulässige Druckspannung (einschließlich Schwind- und Temperaturspannungen) wesentlich herabgesetzt worden.

Nach der alten Vorschrift mußten bei Bogen- und Rahmentragwerken nicht nur die unter Berücksichtigung der Temperatur- und Schwindspannungen errechneten Grenzwerte, sondern auch die für ständige Last und Nutzlast allein geltenden, entsprechend niedrigeren zulässigen Werte eingehalten werden. Diese Einschränkung ist bei Straßenbrücken gefallen. Hiernach dürfen bei Tragwerken, die nach Form oder Lagerart geringe Schwind- und Temperaturspannungen aufweisen, die für Eigengewicht und Verkehrslasten zulässigen Werte der Spalten b und c überschritten werden.

Die Werte der Spalte a sind ferner zulässig für 20 cm hohe, volle Rechteckquerschnitte. Der Fall kommt vor bei Tragwerken von trogförmigem Querschnitt, wobei die Hauptträger über die Fahrbahn hochgezogen sind. Die zulässigen Werte betragen

$\sigma_b = 50$ kg/cm² (bisher 40 kg/cm²),
$\sigma_e = 1200$ kg/cm² (bisher 1000 kg/cm²).

Diese Träger sind somit nach der neuen Vorschrift wesentlich günstiger gestellt als bisher.

An der zulässigen Schubspannung hat sich nichts geändert. Die zulässige Haftspannung wurde von 4,5 kg/cm² auf 5 kg/cm² erhöht. Neu ist, daß bei Berechnung der Haftspannungen nur die halbe Querkraft angesetzt werden darf, wenn die abgebogenen Eisen zusammen mit den Bügeln die gesamten schrägen Zugspannungen aufnehmen, während seither dies nur zulässig war, wenn die Schrägeisen allein ohne Bügel für die Aufnahme der gesamten schiefen Zugkräfte berechnet waren.

Für die Gewölbe gelten allgemein die Werte der Spalte a $\sigma_b = 50$ kg/cm², $\sigma_e = 1200$ kg/cm², und zwar sowohl für die eingespannten Bogen als auch für die Dreigelenkbogen, wenn der Gewölbequerschnitt rechteckig ist und die Gewölbestärke mindestens 20 cm beträgt.

Nach den alten Vorschriften galten

für eingespannte Bogen $\sigma_b = 52$ kg/cm², $\sigma_e = 1200$ kg/cm²
(einschließlich Temperatur- und Schwindspannungen),
für Dreigelenkbogen $\sigma_b = 40$ kg/cm², $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

Die Erhöhung der zulässigen Werte bei Dreigelenkbogen ist berechtigt, da der Dreigelenkbogen wegen seiner statischen Bestimmtheit und der Ausschaltung von Zusatzspannungen durch kleine Widerlagerbewegungen und Setzungen höhere Sicherheit bietet als der eingespannte Bogen.

Die Eisenbetonbestimmungen von 1925 enthalten noch eine grundsätzliche Neuerung. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons sind sowohl von der Würfelfestigkeit des erdfeuchten Betons nach 28 Tagen ($W_{e\,28}$) als auch von der Würfelfestigkeit des Betons von der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wird, nach 28 Tagen ($W_{b\,28}$) abhängig gemacht. Die Würfelfestigkeiten sind festzustellen nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton" und müssen mindestens betragen:

1. bei Verwendung von Handelszement $W_{e\,28}$: 200 kg/cm²
   und außerdem . . . . . $W_{b\,28}$: 100 „
2. bei Verwendung von hochwertigem
   Zement . . . . . $W_{e\,28}$: 275 „
   und außerdem . . . . . $W_{b\,28}$: 130 „
3. in besonderen Fällen, in denen die zulässige Beanspruchung des Betons auf Grund des Festigkeitsnachweises abgestuft wird, für weich oder flüssig angemachten und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelten Beton $\frac{W_{b\,28}}{\nu} \cdot \sigma_{zul}$, wobei der Beiwert ν den Tafeln II, III und IV unter Ziffer 2 und 4 zu entnehmen ist und außerdem $W_{e\,28} : 250$ kg/cm².

Wird durch sorgfältige Auswahl der Betonierungsstoffe nach Güte und Kornzusammensetzung, durch Regelung des Wasserzusatzes beim Anmachen des Betongemenges, durch Stampfen, Rütteln oder sonstige Verfestigungsverfahren nach dem Einbringen des Betons in die Schalung, durch Abdecken und Annetzen in der Abbindezeit eine höhere Bauwerkfestigkeit als 100 kg/cm² nach 28 Tagen erreicht, so dürfen die zulässigen Betondruckbeanspruchungen entsprechend erhöht werden, und zwar in Spalte a der Tafel IV bis zu 70 kg/cm², in Spalte b bis zu 60 kg/cm², in Spalte c bis 40 kg/cm². Da es nach den vorliegenden praktischen Erfahrungen möglich ist, durch die genannten besonderen Maßnahmen eine Bauwerkfestigkeit nach 28 Tagen von 160 kg/cm² zu erzielen, so wird wohl in Zukunft häufig von den Höchstwerten der zulässigen Spannungen bei Straßenbrücken Gebrauch gemacht werden. Die Vorschrift hat erzieherischen Wert und soll die Qualitätsleistungen fördern.

2. Eisenbahnbrücken.

Bei der statischen Berechnung von Eisenbahnbrücken durfte nach den alten Bestimmungen eine weitgehende Verteilung der Verkehrslasten nach beiden Seiten ähnlich wie bei den Straßenbrücken angenommen werden. Für Platten und Plattenbalken war eine Verteilungsbreite der Einzellasten bis $^2/_3$ der Stützweite l in der Querrichtung und unter 45° bis Deckenoberkante in der Längsrichtung der Brücke zulässig. Die zulässigen Beton- und Eisenspannungen waren allgemein für alle Brücken unter Eisenbahngleisen (Balken und Bogen) und zentrisch belastete Stützen bei einem Schotterbett von mindestens 0,30 m Stärke auf $\sigma_b = 30$ kg/cm², $\sigma_e = 750$ kg/cm² festgesetzt. Bei Berücksichtigung von Flieh- und Bremskräften, Temperatur- und Schwindspannungen durften diese Werte um 30 % erhöht werden. Außer den Betonpressungen und Eisenspannungen mußten bei Brücken unter Hauptgleisen auch die Betonzugspannungen nachgewiesen werden, wobei jedoch der Grenzwert $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² in keinem Fall überschritten werden durfte. Die zulässigen Grenzwerte der Biegungszug- und -druckspannungen des Betons unter Berücksichtigung der Zusatzkräfte aus Temperaturänderungen und Schwindeinflüssen waren hiernach $\sigma_b = 39$ kg/cm², $\sigma_e = 915$ kg/cm², $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm².

In der neuen Vorschrift sind zunächst die Bestimmungen über die Lastverteilung verschärft worden. Die Betriebslasten dürfen quer zur Stützweite nur noch unter 45° bis zur Oberkante der tragenden Teile verteilt werden, während in Richtung der Stützweite mit konzentrierten Lastangriffen gerechnet werden muß. Als Mindestschotterbettstärke (Oberkante Dichtung bis Schwellenoberkante) ist 40 cm (bisher 30 cm) vorgeschrieben.

Durch das größere Eigengewicht ergeben sich gegenüber der alten Vorschrift erheblich größere Biegungsmomente. Die neuen Vorschriften weichen von dem bisher in Württemberg üblichen Berechnungsverfahren nur insoweit ab, als dort die Lastenverteilung in der Querrichtung bis Plattenmitte angenommen wurde.

Die neuen Bestimmungen enthalten weiterhin Sondervorschriften bezüglich der zulässigen Spannungen von Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen. Es gelten die Werte der Spalte d der Tafel IV, S. 29, und zwar nicht nur für frei drehbar gelagerte, einfache und durchlaufende Balken, sondern zweifellos auch für Balken, die mit ihren Stützen biegungsfest verbunden sind.

Ein wesentlicher Unterschied gegenüber den alten Bestimmungen besteht darin, daß für σ_b kein fester Wert angenommen ist. Die zulässige Druckbeanspruchung des Betons $\sigma_{b\,zul}$ ist von der Bauwerkfestigkeit nach 28 Tagen ($W_{b\,28}$) abhängig gemacht und soll $\frac{W_{b\,28}}{5}$ sowie den

Grenzwert 40 kg/cm² nicht überschreiten. Bei Gußbeton mit $W_{b\,28} = 100$ kg/cm² z. B. ergibt sich $\sigma_{b\,zul}$ zu 20 kg/cm². Mit diesem niedrigen Wert läßt sich eine wirtschaftliche Konstruktion nicht erreichen. Man muß also bei Bahnbrücken durch sorgfältige Auswahl der Betonierungsstoffe nach Güte und Kornzusammensetzung, durch Herstellung eines weichen (nicht flüssigen) Betons eine Bauwerkfestigkeit $W_{b\,28}$ von mindestens 150 kg/cm² zu erreichen suchen, so daß bei der Entwurfbearbeitung mit $\sigma_{b\,zul} = 30$ kg/cm², wie seither, gerechnet werden darf. Bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte ist wieder die Erhöhung der zulässigen Spannungen um 30 % gestattet, doch ist ausdrücklich festgelegt, daß die ohne die Zusatzkräfte errechneten Spannungen die Werte in Spalte d nicht überschreiten dürfen. Unter der Voraussetzung einer Bauwerkfestigkeit des Betons $W_{b\,28} = 150$ kg/cm² gelten für Balken

ohne Zusatzkräfte $\sigma_b = 30$ kg/cm² (bisher 30 kg/cm²)
$\sigma_e = 800$ kg/cm² (bisher 750 kg/cm²),
mit Zusatzkräften $\sigma_b = 39$ kg/cm² (bisher 39 kg/cm²)
$\sigma_e = 1040$ kg/cm² (bisher 975 kg/cm²),
für zentrisch belastete Stützen $\sigma_b = 30$ kg/cm² (bisher 30 kg/cm²).

Die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung bringt eine kleine Ersparnis an Eisen.

Der Nachweis der Betonzugspannungen ist in den neuen Bestimmungen nicht mehr gefordert. Dagegen sind die Vorschriften über die konstruktive Durchbildung verschärft worden. Durch die Vorschrift, daß nicht mehr als zwei Lagen Eisen übereinander angeordnet werden dürfen, daß der Eisendurchmesser 40 mm nicht überschreiten darf, daß der lichte Eisenabstand so groß wie der Durchmesser und mindestens 2 cm sein muß, daß die Schrägeisen nach dem doppelten oder mehrfachen Strebensystem symmetrisch zur senkrechten Querschnittachse des Trägers aufzubiegen und die Rippen ohne Nischen und Durchbrechungen herzustellen sind, sollen gute Ausführungen mit mäßig bewehrten Rippenquerschnitten und zweckmäßiger Eisenverteilung gewährleistet werden. In dem Aufsatz von O. Skall: „Die Plattenbalkenbrücken aus Eisenbeton unter Eisenbahngleisen nach den neuen Eisenbetonbestimmungen“ im „Bauingenieur“ 1925, Heft 18, wird für größere Stützweiten zahlenmäßig nachgewiesen, daß auch bei Einhaltung der genannten Bedingungen die Biegungsspannungen $\sigma_{b\,z} = 24$ kg/cm² beträchtlich überschritten werden, namentlich wenn die Betonpressung bis zur zulässigen Grenze ausgenutzt und zudem noch zur Erzielung niedriger Trägerhöhen und Gewichte Druckbewehrung angeordnet wird.

Die Wahrscheinlichkeit, daß Eisenbetonüberbauten unter Bahngleisen von 12 bis 17 m Stützweite ausgeführt werden, ist jedoch sehr gering. Die Bauweise ist für diese Weiten und für die schweren Lastenzüge nicht mehr wirtschaftlich.

Die zulässigen Schub- und Haftspannungen sind dieselben wie für Straßenbrücken. Die zulässige Haftspannung ist dementsprechend von 4,5 kg/cm² auf 5,0 kg/cm² erhöht worden. Die Querkraft darf wie bei Straßenbrücken mit dem halben Wert eingesetzt werden, wenn Schrägeisen und Bügel zusammen die gesamten schiefen Zugspannungen aufnehmen.

Eine Änderung in der Berechnung der Bügel und Schrägeisen gegenüber den alten Bestimmungen ist insofern eingetreten, als bei Überschreitung des Wertes $\tau_0 = 4$ kg/cm² alle Schubspannungen von Schrägeisen und Bügeln zusammen aufzunehmen sind. Früher waren die Trägerteile ausgenommen, in denen die Schubspannung unter 4 kg/cm² blieb. Die neue Vorschrift gilt gleichermaßen für Bahn- und Straßenbrücken und bedingt eine geringe Vermehrung der Bügel und der abgebogenen Eisen.

Für Gewölbe unter Eisenbahngleisen enthalten die neuen Bestimmungen keine Sondervorschriften. Die zulässigen Beanspruchungen sind dieselben wie bei Straßenbrücken und der Spalte a zu entnehmen. Hiernach gelten für

eingespannte Bogen $\sigma_b = 50$ kg/cm² (bisher 39 kg/cm²)
$\sigma_e = 1200$ kg/cm² (bisher 975 kg/cm²)
(einschließlich Temperatur- und Schwindspannungen),
Dreigelenkbogen $\sigma_b = 50$ kg/cm² (bisher 30 kg/cm²)
$\sigma_e = 1200$ kg/cm² (bisher 750 kg/cm²).

Zum Unterschiede von gewölbten Straßenbrücken sind die gewölbten Bahnbrücken insofern ungünstiger behandelt, als die Berechnung für konzentrierte Lastangriffe durchzuführen ist. Da die Lasten durch den Überbau weitgehend verteilt werden und die Stoßwirkungen sich im Gewölbe kaum mehr geltend machen, kann eine Erhöhung der seitherigen zulässigen Beanspruchungen als berechtigt angesehen werden.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat sich vorbehalten, für ihre Bauten noch ergänzende Sonderbestimmungen herauszugeben, in denen auf die Belastungsannahmen, die Berechnung, konstruktive Durchbildung und Bauausführung noch näher eingegangen wird, über Gerüste, Ausschalungsfristen, Prüfung und Probebelastung, Sicherung gegen Witterungseinflüsse und Rauchgase strengere Forderungen gestellt werden.

Von Bedeutung für den Brückenbau ist noch die Festsetzung von zulässigen Beanspruchungen für Baustahl (St 48) in Verbindung mit Beton aus hochwertigem Zement oder mit Beton nach Ziffer 3 der Tafeln II und IV. Die Herstellung von Bauwerken aus hochwertigen Baustoffen kann bei beschränkter Konstruktionshöhe in Frage kommen. Über die Bewährung von Brückenbauten dieser Art unter Straßenverkehrsmitteln oder Eisenbahnfahrzeugen liegen noch keine Erfahrungen vor, die ein abschließendes Urteil gestatten. Auch der wirtschaftliche Erfolg bleibt abzuwarten. Vor frühzeitiger Inbetriebnahme und Vollbelastung der aus hochwertigem Zement hergestellten Brückenbauwerke muß weniger wegen der Bruchgefahr als im Interesse der Rissesicherheit gewarnt werden. In der Anwendung niedriger Bauhöhen ist Vorsicht geboten. Bei stahlbewehrten Balken treten Risse schon unter wesentlich niedrigeren Belastungsstufen auf als bei den mit Handelseisen bewehrten Balken. Wegen des geringeren Gleitwiderstandes der Stahlbewehrung ist die Haftrißgefahr größer als bei der Flußeisenbewehrung.

Besondere Wellenerscheinungen in Schiffahrtkanälen infolge von Schleusungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **R. Winkel,** Berlin.

Die zur Füllung einer Schiffschleuse aus der anschließenden Kanalhaltung entnommene Wassermenge bedingt eine Absenkung des Wasserstandes oberhalb der Schleuse, die in der Gestalt einer Senkungswelle die Haltung durchläuft. Die Grundlagen zur Berechnung derartiger Wellenvorgänge sind in den Aufsätzen „Die Wirkung der Schleusungen auf den Wasserstand und die Wasserbewegung in den Haltungen“ von Dr.-Ing. H. Krey, Zeitschrift des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes (jetzt: Deutsche Wasserwirtschaft) 1921, Heft 5 sowie „Die Änderungen des Wasserstandes in den Haltungen infolge Schiffsschleusungen“ von Dr.-Ing. R. Winkel, Die Wasserkraft 1922, Heft 13 mitgeteilt worden. Zur Nachprüfung dieser theoretischen Ermittlungen wurden im September 1923 in der Scheitelhaltung des Hohenzollernkanals Messungen ausgeführt, die eine gute Übereinstimmung mit den Rechnungsunterlagen ergaben; hierüber berichtet der Aufsatz „Aufnahme der beim Schleusen in einer Kanalhaltung entstandenen Senkungswellen“ von Dr.-Ing. R. Winkel, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 25.

Bei den Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau hat sich gezeigt, daß die zur Schleusung erforderliche sekundliche Wassermenge in Hinsicht auf die in der Schleuse befindlichen Schiffe selbst 50 m³/Sek. weit übersteigen kann, sofern beim Schützen die neu gewonnenen Erkenntnisse (vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 16, S. 209/210) beachtet werden. Die Untersuchungen der in der anschließenden Kanalhaltung durch die Wasser-Entnahme (oder -Zuführung) bedingten Wellen und zeitweiligen Strömungen ergaben indessen, daß praktisch die größte sekundliche Wassermenge durch die Leistungsfähigkeit der Binnenschiffahrtkanäle, d. h. durch die Kanalabmessungen begrenzt wird. Und zwar zeigt sich, daß hierbei nicht wie in der Schleuse der Wellenanfang von Bedeutung ist, sondern vielmehr das Ende der Welle beim Ausspiegeln des Wasserstandes in der Schleusenkammer, sofern es sich um eine Schleusenfüllung handelt. Für diese, auf den ersten Blick vielleicht überraschende

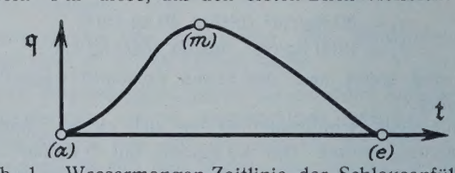


Abb. 1. Wassermengen-Zeitlinie der Schleusenfüllung.

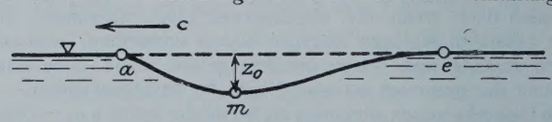


Abb. 2. Form der Senkungswelle in der Haltung in unmittelbarer Schleusennähe.

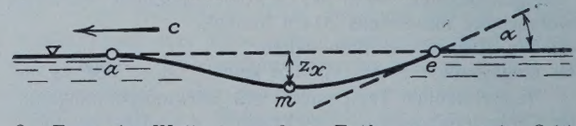


Abb. 3. Form der Welle in größerer Entfernung von der Schleuse.

Feststellung liefert die theoretische Betrachtung eine befriedigende Erklärung. Die Form der in der oberen Haltung entstehenden Senkungswelle ist in unmittelbarer Nähe der Schleuse ein Abbild der Wassermengen-

Zeitlinie (Abb. 1), die wir erhalten, wenn wir als Ordinaten zu den jeweiligen Zeitpunkten während der Schleusungsdauer die jeweilige in der Sekunde zuströmende Wassermenge q in einem beliebig gewählten Maßstabe auftragen; in Abb. 1 bis 3 entspricht Punkt a dem Anfange und Punkt e dem Ende der Änderungen in dem Ruhezustande. Die Welle wird, da bekanntlich ihr Höhenunterschied gegen den Ruhewasserspiegel $z = \frac{q}{c\,B}$ ist $\left[c = \sqrt{g\,\frac{F}{B}} \approx \sqrt{g\,T}\right.$ die Wellengeschwindigkeit, F, B und T = Fläche, Breite und mittlere Tiefe des Wasserquerschnitts$\left.\right]$, in unmittelbarer Schleusennähe in ihrer Form mit der Veränderlichkeit von q durch die vorerwähnte Wassermengen-Zeitlinie (Abb. 1) bestimmt, wie es Abb. 2 schematisch darstellt. Wir besitzen ohne weiteres die Möglichkeit, die Form des Anfangteiles $(a)-(m)$ der q-t-Linie durch geeignete Schützeinrichtungen in beliebig gewünschter Weise zu erhalten, nicht aber so für den Teil $(m)-(e)$, sofern nicht die Zeit der Schützbewegung ebenso lang gewählt wird, wie die Füllung (bezw. Entleerung) der Schleusenkammer dauert. Beim Ausspiegeln, d. h. kurz vor dem Zeitpunkte (e), nimmt dann im allgemeinen die Größe q während der Zeit Δt schnell ab, so daß $\frac{\Delta q}{\Delta t}$ eine ziemlich steil fallende Tangente kennzeichnet. Dadurch wird aber auch der Wellenhang $m-e$ (Abb. 2) schon von Anfang an ziemlich steil und im Verlaufe der Zeit noch stärker geneigt. Das erklärt sich daraus, daß nicht alle Punkte der Welle mit ein und derselben Geschwindigkeit weitereilen, weil um die Wellenhöhe die ursprüngliche mittlere Tiefe T vermindert (bezw. vergrößert) wird. Der Punkt m (Abb. 2) hat demnach eine Fortschrittsgeschwindigkeit von ungefähr $c' = \sqrt{g(T - z_0)}$, so daß $c' < c$ ist. Infolgedessen muß beim Weitereilen der Welle der Punkt m gegen Punkt a zurückbleiben, während Punkt e sich dem Punkte m im Laufe der Zeit mehr und mehr nähert, ja ihn unter gewissen Umständen sogar überholt (Bore; mascaret), was allerdings in Schiffahrtkanälen — man darf sagen: glücklicherweise — nicht beobachtet worden ist. Es scheint vielmehr eine Grenze in der Entfernung des Punktes e von m innegehalten zu werden, so daß die Endtangente der Welle im Punkte e einen bestimmten kleinen $\sphericalangle \alpha$ zur Wagerechten nach einiger Zeit beibehalten würde (es sei hierzu unter Vorbehalt weiterer Ermittlungen mitgeteilt, daß nach den Messungen an einem großen, 100 m langen Kanalmodell ungefähr $\operatorname{tg}\alpha \gtrapprox 0{,}0004$ sein könnte). Diese Vorgänge wurden mittelbar auch durch das Verhalten von Modellkähnen bestätigt, die in diesem Kanalmodell in der Versuchsanstalt untersucht wurden. Bei einem ruhenden Kahne in unmittelbarer Schleusennähe ergab noch der erste Wellenteil $a-m$ (Abb. 2) einen größeren Schwingungsausschlag als der Wellenteil $m-e$, während ein Kahn, der von der Schleuse weiter entfernt lag, auf die Natur übertragen etwa 1200 m von der Schleuse entfernt, umgekehrt von dem Wellenteil $m-e$ (Abb. 3) in größere Schwingung (1,56) als von dem nun sehr flachgestreckten Teile $a-m$ gebracht wurde (0,51). Abb. 4 zeigt eine der vielen Aufnahmen mit ähnlichen Ergebnissen, die mit besonderen Schreibeinrichtungen in der Versuchsanstalt gewonnen wurden. Damit ist aber nicht gesagt, daß ein von der Schleuse weiter entfernter Kahn nun auch absolut größere Schwingungsamplituden — ceteris paribus — erhalten müsse als ein der Schleuse näher liegender Kahn. In der obenerwähnten Veröffentlichung in der „Bautechnik" 1924, Heft 25, ist dargestellt worden, daß infolge des Reibungseinflusses die Wellenhöhen z_x mit der zunehmenden Entfernung x von der Schleuse gesetzmäßig abnehmen, wodurch die Wellenhänge mehr und mehr flacher werden und infolgedessen immer geringer werdende Krafteinwirkungen für weitab liegende Kähne besitzen.

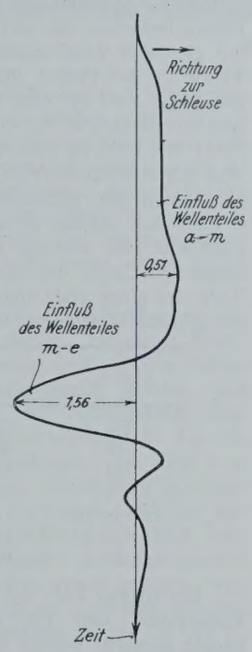


Abb. 4. Schwingung eines 800-t-Kahnes, der rd. 1200 m von der Schleuse entfernt in der Haltung liegt.

Immerhin ist diese besprochene Erscheinung wichtig genug, um in der Praxis beachtet zu werden; sie verbietet das Streben, um jeden Preis die Dauer der Schleusung so sehr wie nur erreichbar abzukürzen. Bei einer Schleusenentleerung wird in der unteren Haltung der vorlaufende Wellenkopf der Hebungswelle ähnlich wie Teil $m-e$ (Abb. 3) steiler und steiler, während der Wellenhang am Schluß der Welle entsprechend $a-m$ mehr und mehr abflacht.

In dem Unterwasser einer Schleuse eines Schiffahrtkanals zeigte sich nach einer Schleusenleerung die eigentümliche Erscheinung, daß nach einer bestimmten Zeit sich der Wasserstand noch unter die Höhe des Ruhewasserspiegels absenkte, wobei zuweilen im Range wartende Schiffe einseitig sich auf die Seitenböschung der Kanalsohle aufsetzten. Die Ursache wurde in einer Wellenumbildung an der Einmündung in einen weiten See, die etwa 550 m von der Schleuse entfernt liegt, gefunden und durch Rechnungen bestimmt sowie durch Beobachtung und Messung bestätigt. Abb. 5 bis 7 erläutern in schematischer Darstellung die hierbei entstehenden Vorgänge. Zunächst eilt bei der Schleusenleerung eine Hebungswelle z von der Schleuse zum See hin, dort wird die Wasserspiegelbreite B plötzlich sehr stark auf B_s vergrößert, zugleich ist die Wellengeschwindigkeit c_s im See infolge von Vergrößerung der mittleren Tiefe T_s größer als im Schiffahrtkanal, dadurch wird $z_s = \frac{q}{c_s\,B_s}$ erheblich kleiner als z im Kanal (der

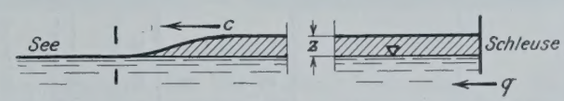


Abb. 5. Hebungswelle infolge einer Schleusenleerung.

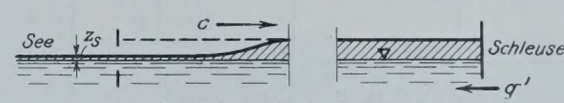


Abb. 6. Rücklaufende Senkungswelle.

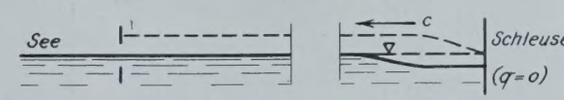


Abb. 7. Zurückgeworfene Senkungswelle.

See „absorbiert" infolge seines großen Fassungsvermögens gleichsam die aus dem Kanal ankommende Hebungswelle). Die dadurch bedingte Verminderung der Wellenhöhe $(z - z_s)$ schickt nun eine Senkungswelle derselben Amplitude zur Schleuse zurück, die sich der Hebungswelle arithmetisch subtrahierend überlagert (Abb. 6). Beim Eintreffen der Senkungswelle an der Schleuse ist die Schleusenleerung ungefähr gerade beendet. An der Schleuse wird jetzt diese Senkungswelle zurückgeworfen, und da die Hebungswelle nun an der Schleuse ungefähr wieder die Höhenabweichung 0 erreicht hat, weil auch $q = 0$ geworden ist, ruft die zurückgeworfene Senkungswelle sogar vorübergehend eine Absenkung gegen den ursprünglichen Wasserspiegel, der in den Abbildungen durch ein kleines Dreieck gekennzeichnet ist, hervor (Abb. 7). So erklärt sich diese Erscheinung, die anfangs in schiffahrttreibenden Kreisen als anscheinend unerklärlich Verwunderung hervorgerufen hatte, in ziemlich einfacher Weise.

Über weitere wichtige Zusammenhänge gibt der Aufsatz Aufschluß: Winkel, „Das Verhalten von Hebungs- und Senkungswellen bei verschiedener Fließbewegung" (Deutsche Wirtschaft 1926, Heft 1).

Alle Rechte vorbehalten.

Eiserne Spundwände.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp,** Charlottenburg.

(Schluß aus Heft 6.)

Ganz ähnliche Verhältnisse wie bei der „Rothe Erde"-Spundwand liegen in bezug auf Anordnungsmöglichkeit und Rammarbeit bei den Spundbohlen Bauart „Lamp" vor (Abbild. 25); jedoch kommt bei dieser Bauart wiederum derselbe Nachteil wie bei den „Larssen"-Bohlen zur Geltung,

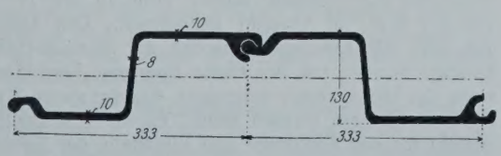


Abb. 25.

nämlich die Zusammensetzung einer Doppelwelle aus zwei Spundbohlen. Allerdings liegen bei der Bauart „Lamp" die statischen Verhältnisse in bezug auf einwandfreie Errechnung des Widerstandsmomentes insofern günstiger, als der Schwerpunkt jeder Einzelbohle in der Achse der Spundwand liegt. Durch Anhäufung der größten Materialmengen in größter Entfernung von der neutralen Achse ist auch ein großes Widerstandsmoment verbürgt.

Während bei den drei bis jetzt genannten Bauarten die Führungsschlösser entweder in der neutralen Achse der Spundwand lagen („Larssen", „Rothe Erde") oder abwechselnd zu beiden Seiten derselben („Lamp"),

zeigt die Bauart „Ransome“ (Abb. 26) eine solche Spundbohlenanordnung, daß die Verbindungstellen stets auf derselben Seite der Achse der Wand liegen. Dabei fällt die neutrale Achse der Einzelbohle mit derjenigen der ganzen Wand zusammen, so daß auch bei diesem Spundwandsystem eine einwandfreie Errechnung des Widerstandsmomentes einer Doppelwelle möglich ist. Auch bei der „Ransome“-Spundbohle kommt wieder der Vorteil der Massenverteilung zum Ausdruck, da die Führungschlösser auch hier in größter Entfernung von der neutralen Achse liegen.

Einen weiteren Vorteil haben aber die Ransome-Spundbohlen noch dadurch, daß man sie auf Grund ihrer Gestaltung (Schlösser nur auf einer Seite der Achse) ohne Schwierigkeit zu einer Doppelwand zusammensetzen kann, indem man die Flanschen mit den Schlössern gegeneinander nietet. Ebenso wie bei den anderen Bauarten außer Larssen gibt die Ausbildung der Wulst und Klaue auch bei den „Ransome“-Bohlen alle bereits genannten Vorteile.

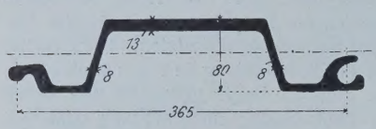


Abb. 26.

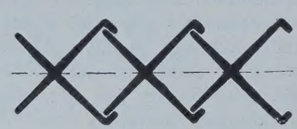


Abb. 27.

Auf eine ganz andere Weise stellt die Bauart „Krupp“ (Abb. 27) die Doppelwellenform her. Der Grundgedanke bei dieser Spundwandform war, einen Rammpfahl herzustellen, der nicht so leicht Formänderungen unterworfen ist, als dies bei den anderen genannten Spundbohlen infolge ihrer dünneren Wandungen möglich ist. Wenn also auf der einen Seite eine Formänderung des kreuzförmigen „Krupp“-Rammpfahles beim Rammen so gut wie ausgeschlossen ist, dazu die Rammfähigkeit durch günstige Anordnung des Eisens in der Schlagfläche gut ist und einfache Führung der Eisen durch die Haken gewährleistet ist, so wird dies doch nur erreicht durch Verwendung einer großen Materialmenge. Eben dieses im Verhältnis zu den anderen Spundbohlentypen recht große Materialgewicht bei gleichem Widerstandsmoment macht die „Krupp“-Spundbohle in den meisten Fällen unwirtschaftlich.

Lfd. Nr.	Abbildung	Bauart	Profil	Gewicht in kg für 1 lfd. m Spundbohle bezw. Bohle+Klaue	Gewicht in kg für 1 m² Spundwand (G)	Widerstandsmoment W in cm³ für 1 lfd. m Spundwand	Werte für $W:G$
1	1		I N. P. 30 u. N. P. 15		229,58	556,2	2,42
2	2		I N. P. 30 u. ⊏ N. P. 30		258,06	1528,3	5,92
3	8	Universal Joist	381 × 127 mm	58,78 + 15,50 = 78,28	209,97	446,0	2,12
4			305 × 127 „	47,62 + 15,50 = 63,12	224,91	509,0	2,26
5			254 × 127 „	44,65 + 15,50 = 60,15	256,85	608,0	2,37
6			203 × 127 „	41,66 + 15,50 = 57,16	303,18	765,0	2,52
7			152 × 127 „	37,21 + 15,50 = 52,71	372,08	967,0	2,59
8			127 × 127 „	35,72 + 15,50 = 51,22	403,58	1140,0	2,82
9	9	Universal-Compound	381 × 381 „		364,245	2925,2	8,03
10			381 × 305 „		335,83	2037,6	6,07
11			305 × 305 „		381,73	2506,9	6,56
12			254 × 254 „		432,70	2444,6	5,65
13	10	Simplex	8 mm	21,75	107,42	82,25	0,77
14			12 „	39,41	129,37	123,97	0,96
15	11	Side Groove	leichtes	50,0 + 17,86 = 67,86	124,00	78,74	0,64
16	23	Larssen	I	38,0	96,0	500,0	5,20
17			II	49,0	122,0	849,0	6,96
18			III	62,0	155,0	1363,0	8,79
19			IV	75,0	187,0	2037,0	10,89
20			V	100,0	238,0	2962,0	12,44
21	24	Rothe Erde	I	32,0	84,3	230,8	2,74
22			II	42,8	112,7	485,0	4,30
23			III	51,7	136,1	744,0	5,47
24			IIIa	55,7	146,0	770,0	5,27
25			IV	59,5	156,6	966,0	6,17
26			IVa	67,0	176,35	1055,0	5,98
27			V	88,0	160,0	1275,0	7,97
28			VI	109,0	198,0	1700,0	8,59
29			VII	134,7	244,9	2233,0	9,11
30			VIIa	142,1	258,4	2288,0	8,85
31	25	Lamp	I	39,9	99,7	500,0	5,02
32			II	43,33	130,0	700,0	5,38
33			III	74,8	187,1	1705,0	9,12
34			IV	78,2	195,5	2220,0	11,36
35			V	104,5	243,0	3115,0	12,82
36	26	Ransome	einfach	48,0	130,0	335,0	2,58
37	27	Krupp	W^2	45,0	296,0	840,0	2,84

In der vorstehenden Tabelle sind für die letztgenannten fünf deutschen Spundwandtypen und einige der vorhergenannten die Gewichte, Widerstandsmomente und daraus abgeleitet die Werte für $W:G$ genannt. Je größer die Zahl $W:G$ ist, desto kleiner ist die Materialmenge bei dem zugehörigen Widerstandsmoment, desto wirtschaftlicher ist also das Spundwandprofil.

Sieht man sich daraufhin die verschiedenen Spundwandsysteme an, so hat die Bauart „Lamp“ die wirtschaftlichste Spundbohle, jedoch nur für das größte Profil V. Sonst ist es die Bauart „Larssen“, die im Vergleich mit anderen Bauarten die größten Werte für $W:G$ bei gleichem Widerstandsmoment hat. Betrachtet man z. B. die Profile lfd. Nr. 4, 16, 31, deren Widerstandsmomente bezw. 509, 500, 500 sind, so sieht man, daß die zugehörigen Werte für $W:G$ bezw. 2,26, 5,20, 5,02 sind, daß also lfd. Nr. 4, die „Universal Joist“-Spundbohlen, 2,3 mal soviel Material erfordern, um dasselbe Widerstandsmoment wie die „Larssen“-Wände zu haben.

Hierbei muß beachtet werden, daß die Errechnung des Widerstandsmomentes bei der Bauart „Larssen“ auf der Annahme einer starren Doppelwelle beruht.

Auch muß noch betont werden, daß die Ankündigung für die „Ransome“-Spundwände, daß nämlich 1000 kg dieser Bohlen eine größere Fläche bedecken als das gleiche Gewicht irgend eines anderen Profils mit gleichem Widerstandsmoment, nicht zutrifft. Dies lehrt sofort ein Vergleich der Profile lfd. Nr. 23 u. 36. Das „Rothe Erde“-Profil III bedeckt mit 1000 kg eine Fläche von 7,35 m² und hat dabei ein Widerstandsmoment von 744 cm³ je lfd. m Spundwand, während das Ransome-Profil mit 1000 kg eine Fläche von 7,7 m² bedeckt und dabei nur ein Widerstandsmoment von 335 cm³ je lfd. m Spundwand aufzuweisen hat.

Neben der Betrachtung nach größter Wirtschaftlichkeit des Profils spielen aber bei der Verwendung von eisernen Spundwänden noch andere Umstände eine wichtige Rolle. Vor allem ist es die Frage der größtmöglichen Länge der einzelnen Spundbohlen, die oftmals die Frage der Wahl der einen oder anderen Profilart stark beeinflußt. So betragen z. B. die größten Walzlängen für die in der Tabelle angeführten Profile:

Lfd. Nr.	Bauart	Größte Walzlänge
3 bis 8	Universal Joist	65 feet
13	Simplex	30 „
14	Simplex	40 „
15	Side Groove	60 „
16 bis 20	Larssen	26 m
21 „ 30	Rothe Erde	20 „
36	Lamp	15 „

Ein solcher Fall, wo die Entscheidung über das zu wählende Spundwandsystem zum Teil von den vorhandenen Spundbohlenlängen abhängig gemacht werden mußte, lag beim Bau der großen Seeschleuse in Jmuiden, Holland, vor. Der mit dem Bau der Schleuse beauftragte Ingenieur des Rijkswaterstaats hatte einen Plan entworfen, bei dem zur Gründung der Schleusenhäupter 26 m lange eiserne Spundwände, und zwar etwa je 400 lfd. m erforderlich waren. Die Verwendung so außergewöhnlich langer Spundbohlen erwies sich auf Grund der an der holländischen Küste angetroffenen geologischen und hydrologischen Verhältnisse als erforderlich. Ehe der Rijkswaterstaat sich jedoch zur Ausführung der Gesamtarbeiten entschloß, wurde eine Proberammung vorgenommen, aus der man sich ein Bild von der Möglichkeit des Rammens so langer Spundbohlen, das bis dahin noch nirgends geschehen war, machen konnte.

Der erste Versuch wurde auf Betreiben des Rijkswaterstaates von der Firma H. Butzer gelegentlich ihrer Arbeiten am Hochofenwerk in Velsen, Holland, vorgenommen und bestand lediglich im Rammen einer 26 m langen „Larssen“-Doppelbohle Profil III. Nach dem Ziehen des Bohlenpaares zeigte dieses eine Verdrehung von beinahe 90°.

Es wurde deshalb das Rammen eines 26 m langen Spundwandkastens, bestehend aus „Larssen“-Bohlen Profil III und IV mit einer Seitenlänge von 5 × 5 m, in Aussicht genommen. Den Auftrag hierfür erhielt im Juli 1922 die Arbeitsgemeinschaft der Siemens-Halske A.-G. Waterbouwkundige Werken mit der Firma Boersma, Den Haag. Es wurde auf Anraten der Unternehmer vereinbart, daß der ganze Kasten vor dem Rammen ineinandergestellt werden sollte; es waren deshalb besondere Hilfsmittel sowohl für das Aufstellen und Einfädeln der Spundbohlen als auch für das Rammen selbst erforderlich. Zum Aufstellen des Spundwandkastens

wurde ein 37,5 m hoher Holzturm errichtet, auf den ein Derrickkran gesetzt wurde, der eine Nutzhöhe von insgesamt 42,5 m hatte (Abb. 28).

Nach Anlehnung der ersten Bohle wurden die folgenden von oben in das Verbindungschloß hinabgelassen. Zum Rammen wurden ein „Mc. Kiernan"-Rammbär und eine „Menck-Universal"-Ramme angesetzt. Der erstere, auf den Spundbohlen aufsitzend und am Holzturm geführt, schlug die ersten Meter, bis die außerhalb stehende „Menck"-Ramme in Wirkung treten konnte (Abb. 29). Zunächst ohne Spülen gerammt, trat, nachdem 16 m eingerammt waren, ein so groß r Rammwiderstand ein, daß eine Fortsetzung auf diese Weise nicht möglich war. Bei Zuhilfenahme von Spülen wurde dann der Kasten ohne weitere Schwierigkeit ganz hineingerammt.

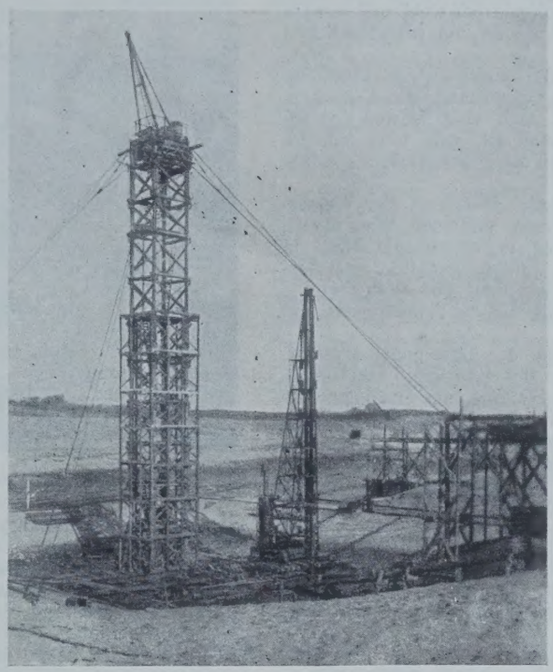


Abb. 28.

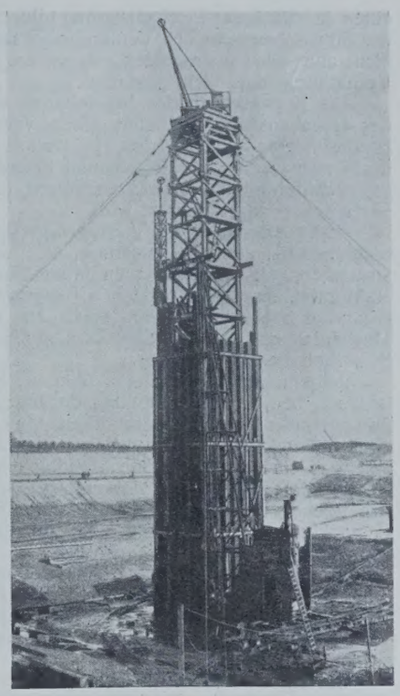


Abb. 29.

Da die Spundbohlen nicht wieder gezogen wurden, konnte über ihren Zustand nach dem Rammen, besonders über etwaige Formänderungen, nichts gesagt werden. Nur aus einigen hydrologischen Beobachtungen mußte geschlossen werden, daß der Kasten keineswegs auf seiner ganzen Länge dicht war. Dies ist nicht verwunderlich, wenn man bedenkt, daß der Kasten genietete Eckprofile besaß und außerdem beim Rammen die Spannungen innerhalb des fest ineinandergefügten Eisenkörpers beträchtlich gewesen sein dürften. Auf Grund dieses Versuches im kleinen wurden nunmehr bei Beginn des Jahres 1925 die Arbeiten für das Innenhaupt in Angriff genommen, und zurzeit ist für das Innenhaupt die gesamte Spundwand, ebenfalls „Larssen"-Bohlen Profil III, meistens durch Spülen gesetzt. Über den Erfolg in bezug auf vollkommene Wasserdichtigkeit, wie sie hierbei aus hydrologischen Gründen gefordert wird, läßt sich zurzeit noch nicht sagen, ob er erzielt worden ist.

Zum Vergleich mit der Rammfähigkeit der „Larssen"-Bohlen wurden seinerzeit bei dem Proberammen auch eine Reihe „Universal Joist"-Spundbohlen gerammt (Abb. 8). Da diese Bohlen nicht in 26 m Länge hergestellt werden, mußte jede Länge zusammengesetzt werden, und zwar wählte man Stücke von 18 m und 9 m, die abwechselnd oben und unten mit Hilfe von Laschen aneinandergesetzt wurden, so daß die Stoßstellen versetzt waren. Die Klauen wurden stumpf, und zwar 1 m über bezw. unter den Laschen der Bohle gestoßen. Gleichzeitig gerammt wurden stets eine Bohle und eine Klaue, wobei es vorkam, daß die aufgesetzte Klaue sich zwischen untere Klaue und Bohle schob, sich festfuhr und breit geschlagen wurde (Abb. 30). Obwohl die aufgewendete Rammarbeit bei den „Universal Joist"-Spundbohlen etwas geringer war, wohl infolge der Form, die weniger Spannung im Erdreich erzeugt, konnte doch wegen der Unsicherheit der Verbindung gerade für die erforderliche große Länge die Anwendung dieser Spundwand-Bauart nicht empfohlen werden, ganz abgesehen von dem wesentlich kleineren Widerstandsmoment.

Noch andere Umstände, die für die Anwendung von eisernen Spundwänden gegenüber hölzernen maßgebend sein können, sind bei bleibenden Konstruktionen die Unempfindlichkeit der eisernen gegen Zerstörung durch den Bohrwurm und bei zeitlicher Verwendung die Möglichkeit ihrer späteren Wiederverwendung. Dazu gehört allerdings, daß sowohl die Form der eisernen Spundwände selbst als auch die Hilfsmittel zum

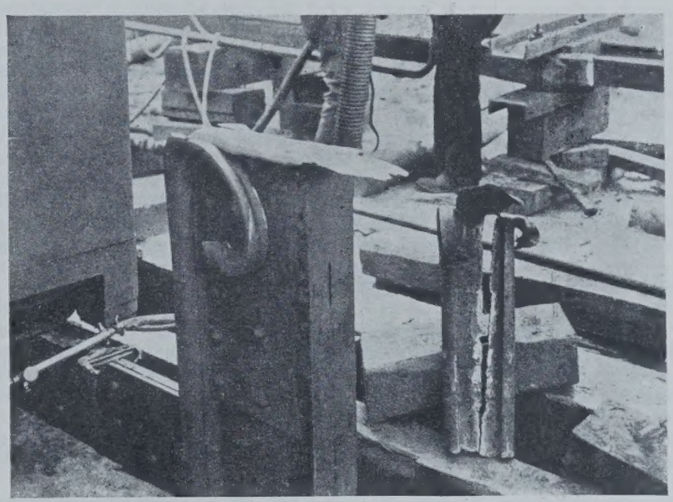


Abb. 30.

Ziehen der Bohlen derartig sind, daß nicht der Vorteil der möglichen Wiederverwendung durch die Kosten des Ziehens und Wiederherrichtens der Bohlen zunichte gemacht wird.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Februar ausgegebene Heft 4 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Fader: Vororthäuser aus den Vereinigten Staaten. — Oberbaurat Walter Koeppen: Bau von Trabantenstädten. — Gellhorn: Die internationale Lage der Baukunst. — Regierungsbaurat Weiß: Die Geldbeschaffung für den Wohnungsbau und die Bausparkasse der Gemeinschaft der Freunde.

Technische Hochschule Dresden. Dem Wasserbaudirektor, Ministerialrat im Sächs. Finanzministerium Arno Sorger ist erstmalig die beim Ausscheiden von Geheimrat Prof. H. Engels aus seinem Lehramte zur dauernden Erinnerung an ihn von seinen ehemaligen Schülern gestiftete Denkmünze in Silber verliehen worden.

Bauingenieurprobleme und Wirtschaft in den Vereinigten Staaten. Über dieses Thema sprach Prof. E. Probst am 11. Januar d. J. in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Der Vortragende, der im vergangenen Jahre eine Studienreise durch die Vereinigten Staaten ausgeführt hat, ging von der Wirkung der das Leben Nordamerikas beherrschenden Normung, Typisierung und Mechanisierung aus und zeigte an einigen Beispielen, wieweit deren Einfluß auch bei den Aufgaben des Bauingenieurs vorgeschritten ist. Als ein Zeichen des großen wirtschaftlichen Aufschwunges des Landes darf die auf allen Gebieten rege Bautätigkeit angesehen werden. Die Urbarmachung und Bewässerung großer Wüstenländereien, die Fluß- und Hochwasserregulierungen, die Elektrizitätsversorgung großer Gebiete sowie die noch in den Anfängen befindliche Elektrisierung der Eisenbahnen und schließlich der Ausbau eines Straßennetzes zwischen den Ost- und Weststaaten, die Verlegung und Abkürzung der bestehenden Eisenbahnlinien bieten dem Bauingenieur eine Fülle von dankbaren Problemen. Hierzu kommen die konstruktiven Aufgaben bei Hochbauten aller Art, bei den Auswechslungen und Neubauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken und die mit dem Ausbau des Verkehrs innerhalb und außerhalb der Städte zusammenhängenden Aufgaben.

Bei der Besprechung des Betonstraßenbaues wurden einige Beispiele vorgeführt und die zur Anwendung kommenden Maschinen, die gleichfalls

einen Ausdruck der Mechanisierung bilden, dargestellt. Von den Problemen des Straßenbaues in den Vereinigten Staaten können wir wohl viel lernen, nicht aber alles übernehmen, da unsere allgemeinen und wirtschaftlichen Verhältnisse dies nicht gestatten.

Die Entwicklung des Städtebaues und die konstruktiven Probleme des Hochhausbaues bildeten einen weiteren Gegenstand des Vortrages. Hierbei wurde gezeigt, daß, je weiter man nach dem Westen kommt, desto entwickelter der Beton- und Eisenbetonbau ist, was teils auf die große Entfernung von den Eisenzentren, teils auf die günstigen klimatischen Verhältnisse zurückgeführt wird.

Ferner berührte der Vortragende die großen Probleme der Wasserregulierungen, der Bewässerung der Ländereien und der Wasserkraftausbauten, die westlich vom Mississippi, und in verstärktem Maße in Kalifornien das Wirtschaftsleben beherrschen. Einige Lichtbilder von ausgeführten Talsperren gaben Anlaß zur Hervorhebung der weitgehenden Mechanisierung und des Einflusses der Normung auf die Schnelligkeit und Sicherheit des Bauens.

Allgemeine Betrachtungen über die Stellung des Ingenieurs im öffentlichen Leben, über die Stellung der Ingenieure der einzelnen Fachgruppen untereinander und im besonderen über die Stellung des Bauingenieurs zum Architekten zeigten, daß der Ingenieur im öffentlichen Leben Nordamerikas eine hervorragende Stellung einnimmt.

Wohltuend berührt der ruhige und sachliche Verkehr zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer; der Einfluß der Arbeiter-Union auf die Entwicklung der Bauwerke und auf das wirtschaftliche Leben im allgemeinen ist nicht immer glücklich.

An Hand einer statistischen Darstellung von 1850 bis 1920 wurde der Einfluß moderner Werkzeuge und Arbeitsmethoden auf die Verschiebung in der Berufstätigkeit der Bevölkerung gezeigt.

Der Vortragende faßte die Ergebnisse seiner Studienreise wie folgt zusammen:

Die wirtschaftliche Entwicklung der Vereinigten Staaten hat unter Nutzbarmachung neuzeitlicher Einrichtungen ein solches Tempo angeschlagen, daß es uns nicht leicht werden wird, nachzukommen. Der Wettbewerb, auf den wir in Zukunft angewiesen sein werden, wird uns zwingen, uns die Vorteile des neuzeitlichen Produktionsapparates Nordamerikas zu eigen zu machen.

In der Organisation und in der Menschenbehandlung können wir sehr viel von Nordamerika lernen, wenn wir auch in der Qualität mehr als in der Quantität unserer Arbeiten die Grundlage für den Wettbewerb zu suchen haben werden. Bei der Lösung großer Bauingenieurprobleme müssen wir Hand in Hand mit der Maschinen- und Elektrotechnik der Normung und Mechanisierung mehr Aufmerksamkeit zuwenden. Der konstruktiv wirtschaftlichste Entwurf wird erst wirtschaftlich, wenn seine Ausführung in allen Einzelheiten die Zeit und die weitestmögliche Ausschaltung der Handarbeit berücksichtigt. Wir haben zwar nicht so große Aufgaben und Möglichkeiten vor uns wie Nordamerika, aber selbst in unserem kleineren Rahmen müssen wir bestrebt sein, die Ausführungsmethoden zu vereinfachen und zu verbessern.

Der Verbesserung und Veredelung der Werkstoffe müssen wir größere Beachtung schenken als bisher. Unsere Forschungsinstitute stehen vor dankbaren Aufgaben, deren Lösungen von um so höherem Werte sein werden, je mehr der junge Ingenieur schon an den Hochschulen mit ihren Methoden vertraut gemacht wird.

Die Wiederherstellung der El-Kantara-Brücke in Constantine. Die das malerische, schluchtartige Felsenbett des Rhumel überspannende El-Kantara-Brücke ist im Jahre 1860 erbaut und besteht aus drei gemauerten Bogen von 16 m sowie einer Hauptöffnung von 57,40 m Lichtweite, die durch einen verhältnismäßig flach gespannten gußeisernen Bogenträger überquert wird. Abb. 1 zeigt das landschaftlich eindruckvolle Bauwerk, außerdem im Vordergrunde eine alte, bis 1856 im Gebrauch gewesene Römerbrücke; darüber einen neuzeitlichen Brückenkanal.

Die El-Kantara-Brücke galt seinerzeit als Meisterwerk der Technik, zeigte aber von Anfang an in Entwurf und Ausführung recht erhebliche Mängel, die — verbunden mit einer unvorhergesehen schweren Belastung beim Transport von Maschinenteilen — am 18. Dezember 1869 zu einem schweren Unfall führten: Einige der die Fahrbahn tragenden Gußeisentafeln von 0,70 m Spannweite brachen und stürzten samt dem Fuhrwerk in die Tiefe. Auch in späteren Jahren bedurfte das Bauwerk steter Sorgfalt und Instandhaltung, hielt aber immerhin bis 1922, wo es endlich solche Risse zeigte, daß seine durchgreifende Wiederherstellung beschlossen und am 8. Mai 1923 die betreffenden Arbeiten ausgeschrieben wurden.

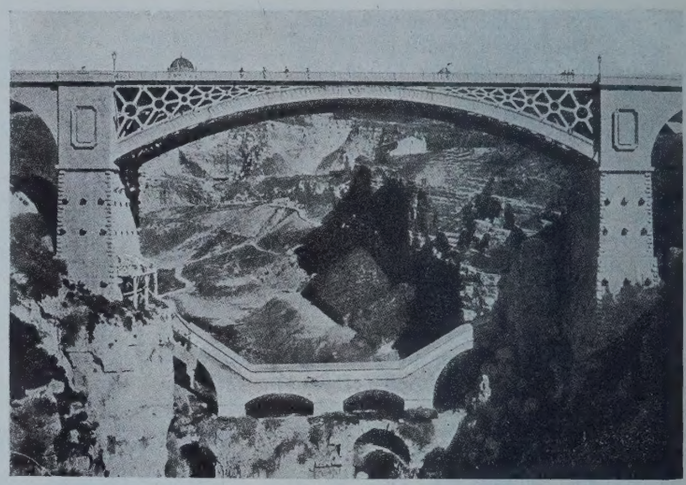


Abb. 1. Aufnahme vor der Wiederherstellung.

Unter den Forderungen der Baubehörde erscheinen insbesondere diejenigen für Erhaltung des äußeren Gesamtbildes der Brücke und womöglich — d. h. unter Verantwortung der Bewerber — die Beibehaltung der gußeisernen Außenträger; ausdrücklich verboten wurde jede Unterbrechung des Verkehrs während der Neubauarbeiten und die auch nur vorübergehende Beseitigung oder Absperrung dreier Wasser- bezw. Gasleitungen. Außerdem sollte neben dem bisherigen Fuhrwerkverkehr eine elektrische Straßenbahnlinie mit 1 m Spur über die Brücke gelegt werden.

Die Wahl der ausschreibenden Kommission fiel auf das Angebot der Firma Pelnard, Considère & Caquot, die das bisherige Äußere der Brücke völlig unverändert ließ und die beiden äußeren gußeisernen Bogen beibehielt.

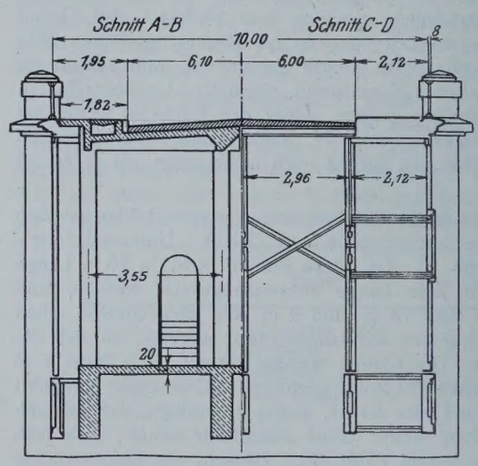


Abb. 3. Querschnitt nach vor der Wiederherstellung.

Allerdings werden diese Bogen völlig entlastet; sie haben in Zukunft nur ihr Eigengewicht zu tragen, und die gesamten Verkehrs- und Eigenlasten werden jetzt von zwei durch eine Fuge getrennten Eisenbetonbogen mit zusammen vier Rippen aufgenommen, die nach Abb. 2 u. 3 zwischen den alten äußeren Bogen angeordnet sind. Die Zweiteilung in zwei völlig selbständige und nacheinander ausgeführte Längshälften ermöglichte die Aufrechterhaltung des Verkehrs während der gesamten Ausführungsdauer, wobei die alte Konstruktion zur Anhängung der Schalung und Rüstung sowie der Bedienungsbrücke (Abb. 2) verwendet wurde. Abb. 3 veranschaulicht (rechts) den alten und (links) den neuen Querschnitt: Die inneren gußeisernen Rippen und Füllungen sind bei dem letzteren entfernt und durch die Eisenbetonkonstruktion ersetzt; auch die neue Fahrbahn ist in Eisenbeton ausgeführt.

Durch die neue Konstruktion besonders der Fahrbahn wird das Eigengewicht beträchtlich erhöht, was um so mehr zu berücksichtigen war, als die Abmessungen ja durch die der alten gußeisernen Bogen vorgeschrieben waren. Die ausführende Baufirma fand jedoch aus diesem

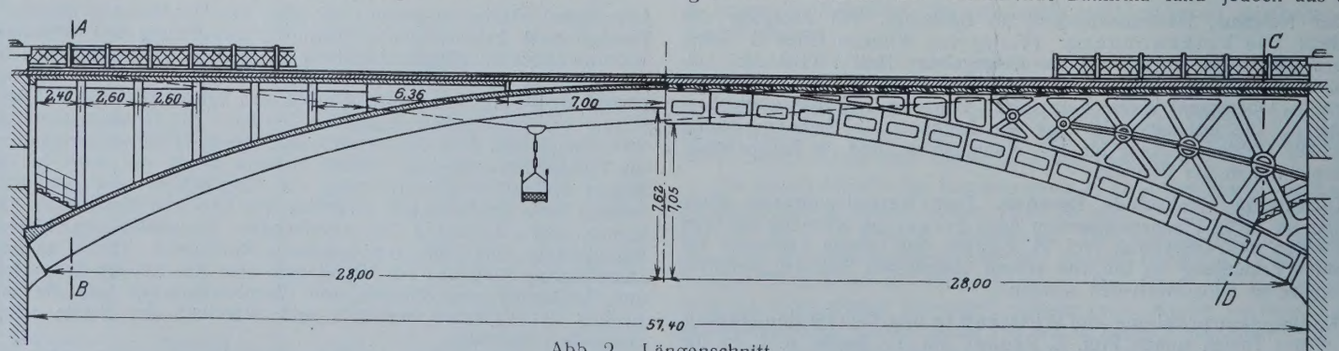


Abb. 2. Längenschnitt nach der Wiederherstellung. vor der Wiederherstellung.

Dilemma einen glücklichen Ausweg, indem sie die neue Konstruktion zunächst als Dreigelenkbogen ausführte, wodurch sie im Augenblick des Ausrüstens den Verlauf der Drucklinie und der Betonspannungen im Obergurt nach Wunsch beeinflussen konnte. Diese Spannungen sollten auf 56 kg/cm² gebracht werden, was bei dem anscheinend verwendeten hochwertigen Zement als nicht übertrieben anzusehen ist. Die vorläufigen Gelenke wurden in umschnürtem Beton ausgebildet und nach Eintritt des erwünschten Spannungszustandes vergossen: ein Verfahren, das von den Unternehmern bei großen Brückenbauten bereits mehrfach ausgeführt worden war. Wegen der dadurch ermöglichten Beschränkung des Querschnittes und mithin auch des Eigengewichtes wurde umschnürter Beton auch für die übrigen Teile der neuen Brücke verwendet, mit Ausnahme der Bogenplatte, wo man eine Anhäufung der Eiseneinlagen vermeiden wollte. Ki.

Gründungsarbeiten bei einem Großkraftwerk in New York. Auf der Insel Manhattan ist der Bau eines Kraftwerks im Gange, das jedenfalls zu den größten derartigen Anlagen der Welt gehört. Das Gelände für das Kraftwerk liegt am Ufer des East River, reicht über die nächste Parallelstraße, Avenue D, hinweg bis zur übernächsten, der Avenue C, und wird senkrecht zu dieser Richtung von der 14. und 15. Straße begrenzt. Vorläufig soll nur eine Fläche von rd. 63 × 114 m auf dem Baublock zwischen dem Ufer und Avenue D und eine Fläche von rd. 63 × 64 m jenseits dieser Straße überbaut werden. Beide Gebäude werden sich etwa 40 m über Straßenhöhe erheben und zunächst fünf der neun 80 000-kW-Turbogeneratoren aufnehmen, die bei vollem Ausbau das Kraftwerk bilden werden. Die Gründungen für Gebäude von solchem Umfange und mit solchen Lasten erfordern besondere Maßnahmen, auch bei gutem Baugrunde, der aber an der Baustelle auf der Insel Manhattan nicht überall vorhanden ist. Im Norden der Insel findet sich zwar fester, tragfähiger Fels an oder unmittelbar unter der Erdoberfläche, im Süden ist er aber von einer 15 bis 30 m mächtigen Schicht Schwimmsand überlagert, und die hohen Gebäude dieser Gegend stehen daher auf Senkkasten, die unter Druckluft eingebracht worden sind. Die Baustelle befindet sich in der Mitte zwischen der Gegend mit hochliegendem Felsuntergrund und derjenigen mit Schwimmsand, der tragfähige Baugrund liegt aber doch noch so tief, daß er nicht ohne weiteres erreicht werden kann. Für die Gründung wurde daher eine 4 m starke Betonplatte auf Holzpfählen gewählt. Das Gelände liegt an der Baustelle etwa 2 m über dem Grundwasserspiegel. Unter einer 0,6 bis 1,8 m starken Schicht von abgelagertem Flußschlamm steht toniger Kies an, der die Gewähr dafür bietet, daß die Pfähle dauernd feucht bleiben, und auch für eine Gründung auf Pfählen die nötige Tragfähigkeit besitzt.

Die Baugrube wurde zunächst bis 2,75 m unter Grundwasser ausgehoben. Nach der Wasserseite wird ein dichter Abschluß durch eine Mauer hergestellt. Die Pfähle, im ganzen 18 000 Stück, werden in Abständen von 70 bis 75 cm eingetrieben; sie bestehen aus Kiefernholz, haben 60 cm unter dem Kopfende 30 bis 35 cm Durchm. und am Wipfelende noch mindestens 15 cm Durchm. Die Betonplatte wird in Abständen von 15 bis 60 cm mit 30 mm starken, sich kreuzenden Eisen bewehrt, deren Oberfläche zur Erhöhung der Haftfestigkeit vorspringende und zurücktretende Teile hat. Die Bewehrung ist in der Nähe der oberen und der unteren Fläche vorgesehen. Der Beton wird, einer Tagesleistung der Mischer entsprechend, in einzelnen Blöcken von 600 bis 750 m³ Inhalt eingebracht. Die einzelnen Blöcke greifen an ihren senkrechten Flächen mit Verzahnung ineinander; die Zähne haben im Querschnitt Trapezform und sind in der einen Richtung 15 cm, in der anderen 60 bis 90 cm groß. Auf jedem solchen Block steht eine Gruppe Säulen auf einer druckverteilenden rostartigen Unterlage. Nachdem der Beton etwa in halber Stärke der Grundplatte eingebracht ist, werden in ihn Stützen eingebettet, auf die dann die Rohrleitungen verlegt werden. Der Beton wird im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 hergestellt. Sand und Kies werden durch Baggern gewonnen. Es handelt sich bei den jetzt vergebenen Arbeiten um die Herstellung von etwa 160 000 m³ Beton, und bei einer solchen Menge lohnt es sich schon, das vorteilhafteste Verfahren zu seiner Herstellung und zum Einbringen vorher zu ermitteln. Es sind denn auch acht Vorentwürfe für die Einrichtung der Baustelle bearbeitet worden, ehe der neunte Entwurf angenommen wurde. Dieser war zwar nicht derjenige, dessen Ausführung, was Baumaschinen, Hebezeuge, sonstige Fördermittel u. dergl. anlangt, am billigsten gewesen wäre, sondern es wurden ohne Rücksicht auf die eben angedeuteten Kosten diejenigen Einrichtungen und Bauverfahren gewählt, die für die gesamte Durchführung am vorteilhaftesten erschienen, insbesondere auch die schnellste Beendigung des Baues ermöglichen. Auf jeder der beiden Baustellen wird ein hoher Mast errichtet, von dessen Spitze aus der Beton durch die ganze Fläche bestreichende Rohre verteilt wird. Die Arbeiten wurden im April 1924 mit dem Bau eines Bureaugebäudes für Unternehmung und Bauleitung, ferner eines Lagerhauses für Geräte u. dergl. und einer Werkstatt begonnen. Am 1. Juni wurden die Erdarbeiten begonnen, und schon Mitte Juli waren drei Rammen im Gange. Ende Juli begann der Bau der Gerüstkrane zur Verteilung der Baustoffe. Wkk.

Das Orion-Kraftwerk in Bulgarien. Bulgarien hat bisher nur zwei Eisenbahnlinien; eine dritte Linie befindet sich im Bau. Etwa ein Drittel der Bevölkerung ist in der Landwirtschaft tätig. Nach dem Kriege machte sich ein großer industrieller Aufschwung bemerkbar; heute gibt es in Bulgarien 1640 Werkstätten und Fabriken, davon allein 120 Tabakfabriken. In der Ein- und Ausfuhr steht Deutschland schon wieder an erster Stelle.

Der technische und industrielle Aufschwung des Landes ist, wie Prof. Kaßner in einem Vortrage in der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik nach den V. D. I.-Nachr. 1925, Heft 46 ausführte, zum großen Teil der Privatinitiative deutscher Firmen und Unternehmer zu verdanken. Für die M. A. N. war Ende der neunziger Jahre Ed. Nandascher in der Türkei und auf dem Balkan tätig, um sich später in Bulgarien ständig niederzulassen. Von ihm wurde dort bei den Eisenbahnbauten die Eisenbetonbauweise eingeführt und 1912 die erste und bisher einzige Zementfabrik gebaut. Das Werk wurde 1914 in eine Aktiengesellschaft umgewandelt und ist seitdem ständig, mit kurzen Unterbrechungen von 1918 bis 1920, in Betrieb; seit 1923 wird der Bedarf an Zement vollkommen im Lande gedeckt. Da die Kohlenversorgung durch das staatliche Kohlenbergwerk Pernik mangelhaft war, wurde zur Ausnutzung der Wasserkraft des Rila-Flusses die Tochtergesellschaft Orion mit einem Kapital von 100 Mill. Lewa (1 Lewa = rd. 3 Pf.) gegründet. Der Rila-Fluß ist einer der wenigen bulgarischen Flüsse, die im Sommer und Winter Wasser führen. Das ausnutzbare Gefälle beträgt 460 m und verteilt sich auf drei Stufen, von denen jetzt zwei ausgebaut sind und bereits die Ortschaften der Umgebung mit elektrischem Strom versorgen. Für die Stadt Sofia besitzt allerdings bereits eine belgische Firma ein Monopol. Die Gefälle an den einzelnen Stufen betragen 130, 166 und 154 m. Da die jährliche Regenmenge dort durchschnittlich 800 mm beträgt, darf man ständig auf das Vorhandensein der notwendigen Wassermengen rechnen. Ende 1924 waren die Anlagen fertiggestellt, die maschinelle Ausrüstung der Kraftwerke wurde von deutschen Firmen geliefert.

In der Leitung der vereinigten Gesellschaften, die in letzter Zeit noch eine Kohlengrube erwarben, arbeiten neben Deutschen Schweizer und Bulgaren. Die Konzession für diese Kohlengrube mußte man erwerben, weil die staatliche Grube Pernik zu nahe an der südslawischen Grenze liegt und vor allem die staatlichen Werkstätten und Bahnen versorgt. Man hat festgestellt, daß allein die Versorgung der Zementfabrik mit elektrischem Strom die Wirtschaftlichkeit des Kraftwerkes sichert, und konnte auf Grund des in letzter Zeit stattgefundenen weiteren Ausbaues jetzt eine Dividende in Höhe von 10% ausschütten.

Bau eines Betongewölbes in neun Stunden. In der bekannten englischen Gartenstadt Welwyn ist kürzlich eine Betonbrücke gebaut worden, die unter schiefem Winkel über eine eingleisige, aber zweigleisig auszubauende Eisenbahn führt, die in scharfer Krümmung in einem tiefen Einschnitt liegt. Infolge der Schiefe und der Notwendigkeit, den Querschnitt des lichten Raumes über dem Gleis wegen der Krümmung zu erweitern, ergab sich eine lichte Weite unter der Brücke von 8,95 m. Die Fahrbahn auf der Brücke ist 17 m breit.

Die Brücke ruht auf einer Betongründung, auf die als Widerlager Winkelstützmauern aus Eisenbeton aufgebaut sind. Der Kopf dieser Stützmauern ist durch einen kräftigen, längslaufenden Balken verstärkt, der den Schub der die Fahrbahn tragenden Bogen gleichmäßig über die ganze Länge der Widerlager verteilen soll. Diese Bogen liegen in 3 m Abstand und bestehen aus 60 cm breiten Eisenbetonkörpern von U-förmigem Querschnitt, dessen offene Seite nach oben liegt. Da die Brückenbaustelle täglich von 59 Zügen befahren wird, konnte man kein Lehrgerüst aufstellen, und die Bogen mußten daher abseits der Baustelle in Schalungen hergestellt werden; hier wurden sie nach dem Erhärten von einem Kran aufgehoben und an einem Sonntag von oben auf die Widerlager aufgesetzt. Der Zwang, ohne Schalung auskommen zu müssen, hatte auch Anlaß zu der Auflösung des tragenden Gewölbes in einzelne Rippen gegeben. Dadurch war es nicht nur möglich, die Bogen innerhalb der kurzen Zeit von neun Stunden einzubauen, sondern es wurde auch insofern an Bauzeit gespart, als die Bogen zu derselben Zeit hergestellt werden konnten, während deren auch an den Widerlagern gebaut wurde. Zum Aufheben der Bogenrippen, die, 31 an der Zahl, je etwa 3 t wogen, diente ein Kran mit 27,5 m langem Ausleger. Der Sonntag war für den Einbau der Tragrippen gewählt, weil an diesem Tage in England allgemein der Zugverkehr stark eingeschränkt ist. Obgleich die Widerlager infolge der Heranziehung der Erdhinterfüllung zur Erreichung der nötigen Standfestigkeit bei ihrer Winkelform imstande wären, den Gewölbeschub aufzunehmen, hat man doch die seitlichen Mauern bis in Höhe des Bogenscheitels hochgeführt und in dieser Höhe in jede vierte Tragrippe einen Balken, der am Scheitel in die einen nach oben offenen Trog bildende Rippe eingreift, zur Aufhebung des Gewölbeschubes eingelegt. Alle diese Teile bestehen aus Beton mit Rundeisenbewehrung. Der Berechnung ist eine Belastung mit Zugmaschinen von 22 t Gewicht mit einem schweren, zum Kesseltransport dienenden Anhänger von 48 t Gewicht zugrunde gelegt; zwei solche Lastzüge kreuzen sich auf der Brücke. Der Bau der Brücke hat rd. 120 000 R.-M. gekostet; davon wird ein Drittel von dem Verkehrsministerium und den örtlichen Gemeindeverbänden getragen, den Rest muß die Gartenstadt Welwyn selbst aufbringen. Um der Lage der Brücke in dieser Umgebung Rechnung zu tragen, hat man auf ihre baukünstlerische Ausgestaltung besonderen Wert gelegt und deshalb z.B. die beiderseitigen Brüstungen unter Verwendung von weißem Zement hergestellt. Im „Builder“ vom 6. November 1925 findet sich eine hübsche isometrische Darstellung des Bauwerks. Wkk.

Neue Hafenbauten in Vorderindien. Während der letzten Jahrzehnte haben sich in Britisch-Indien die Handelszentren Kalkutta, Bombay, Karachi, Madras und Rangoon zu Haupthafenplätzen entwickelt. Der Seeverkehr mit diesen Plätzen ist neuerdings sehr stark geworden, und der lebhafte Warenaustausch der Kolonie mit dem Mutterlande verlangt nach neuen Umschlagplätzen. Die monopolartige Stellung der genannten fünf Städte, in denen sich auf Grund der regen Handelsbeziehungen auch die Industrie angesiedelt hat, soll nach der D. A. Z. dadurch gebrochen werden, daß zu den fünf alten Häfen drei neue hinzukommen. Es sind dies die an der Westküste Vorderindiens gelegene Stadt Cochin und die an der Ostküste gelegene Stadt Vizágapatám sowie das östlich der Gangesmündung

liegende Chittagong. Die beiden letztgenannten Häfen werden erst nach dem Ausbau von Cochin, der bereits begonnen hat, in Angriff genommen werden.

An dem Ausbau von Cochin sind vier Bezirke und außerdem die indische Regierung finanziell beteiligt. Das Bauprogramm erstreckt sich auf die Vertiefung und Erweiterung des vorhandenen Hafens; 12 Schiffe mit 9 m Tiefgang sollen gleichzeitig hier anlegen können. Es handelt sich also um den Ausbau eines bis heute unbedeutenden Hafens zum Hauptverkehrshafen des Landes. Große Strecken versumpften Geländes sollen ausgebaggert oder trockengelegt, Regierungsgebäude errichtet und neue Landverkehrsverbindungen geschaffen werden. Ferner ist die Errichtung eines Kraftwerkes in Aussicht genommen und die Aufstellung neuzeitlicher Verladeeinrichtungen an den Kais, wozu auch eine pneumatische Löschvorrichtung gehört, die an eine 1200 m lange Rohrleitung von 110 cm Durchm. angeschlossen ist. Diese Anlage wird im Oktober 1926 vollendet sein. Der gesamte Hafenausbau von Cochin wird erst 1929 vollendet werden können.

Die großzügigen Hafenerweiterungspläne für Vorderindien lassen einen Rückschluß auf die ungeheuere Bedeutung dieser Kolonie für ihr Mutterland zu, geben aber auch ein Bild von der wirtschaftlichen Kraft des Landes selbst.

Neue Talsperren in Sachsen. Der Freistaat Sachsen beabsichtigt, zur Milderung des durch die wachsende Erwerbslosigkeit zu erwartenden Notstandes so bald als möglich mit dem Bau zweier Talsperren zu beginnen.

Nach der D. A. Z. soll die eine Talsperre im Koberbach bei Langenhessen, südlich von Crimmitschau, die andere in der Wilzsch bei Weiterswiese oberhalb Carlsfeld errichtet werden.

Der Bau der Koberbachtalsperre ist wegen des Wassermangels der Stadt Crimmitschau und der umliegenden Gemeinden schon längst ein dringendes Bedürfnis. Insbesondere fehlt dort der Industrie ausreichendes und brauchbares Wasser für die Tuchfabrikation. Durch Anstauen des Koberbaches mittels eines Erddammes von 18 m Höhe und 300 m Länge soll ein Speicherraum von 2 600 000 m³ geschaffen und damit eine ständig nutzbar abzugebende Wassermenge von 70 l/Sek. gewährleistet werden. Diese Wassermenge kann bei dem schon jetzt bestehenden Bedarf in vollem Umfange abgenommen werden. Eine gleichzeitig auszuführende Rohrleitung soll das Wasser unmittelbar den Bedarfsstellen zuführen. Die Gesamtbaukosten der Talsperre einschließlich der Rohrleitung betragen voraussichtlich 3 200 000 R.-M. und sollen von den beteiligten Gemeinden und Industriellen aufgebracht werden.

Der Bau der Talsperre bei Weiterswiese bildet die Fortsetzung der vom Staate mit dem Bau der Talsperre bei Muldenberg eingeleiteten Trinkwasserversorgung der südwestlichen Landesteile. Durch eine Staumauer von 21,5 m Höhe über der Talsohle und 185 m Länge soll ein Speicherraum von 3 Mill. m³ gewonnen werden. Die Mauerkrone kommt auf 905,30 m ü. N.N., der höchste Stauspiegel auf 904,30 m ü. N.N. zu liegen. Aus der Talsperre können ständig 75 l/Sek. zu Trink- und Nutzwasserzwecken, ohne Beeinträchtigung der Unterlieger, abgegeben werden. Als Abnehmer für das Trinkwasser kommen die sogen. Kuhberggemeinden, die um Schönheide herum liegen, und außerdem Städte des Vogtlandes und Erzgebirges in Betracht. Neben der Trinkwasserversorgung gewährt die Talsperre eine wesentliche Aufhöhung des NW der Wilzsch und eine wirksame Abminderung schädlicher Hochwasserwellen. Die Gesamtkosten der Talsperre belaufen sich voraussichtlich auf 2 800 000 R.-M. Die Bauausführung übernimmt der Staat; der Bau der Wasserreinigungsanlagen und der Rohrleitung soll dem Verbraucherverband überlassen werden.

Die III. zwischenvölkische Straßenbauausstellung wird im September d. J. in Mailand gelegentlich des V. Straßenbaukongresses stattfinden. Die Einladungen hierzu sind vor kurzem von der italienischen Regierung durch ihre Vertreter im Auslande ergangen, auch an Deutschland, da selbstverständlich ein großes Interesse an reichlicher Beschickung der Ausstellung und zahlreichem Besuch besteht. Solange aber Deutschland nicht wieder als gleichberechtigt in den zwischenvölkischen Straßenbauverband aufgenommen ist, was zurzeit noch nicht der Fall ist, wird eine offizielle Beteiligung der Verwaltungen des Reichs und der Länder kaum in Frage kommen. Auf der Verkehrsausstellung in München im Vorjahr haben sie zur Genüge ihre Leistungsfähigkeit gezeigt. Anders liegen die Verhältnisse für die deutsche Industrie, der sich durch den Besuch zahlreicher Vertreter europäischer und außereuropäischer Länder Absatzmöglichkeiten ihrer Erzeugnisse ins Ausland bieten werden. Es kommen in erster Linie Maschinen für den Straßenbau und die Straßenunterhaltung in Betracht. Für die Baustoffgewinnung sind es bei Stein die Steinbrecher und Sortierungsanlagen, für den Einbau die Walzen verschiedenster Art, während bei bituminösen Stoffen Trocken- und Mischmaschinen, wie solche zum Ausbreiten nach der Schablone, zum Verebnen und Feststampfen auf der Straße in Frage stehen. Für Herrichten des Untergrundes, dessen Profilierung, Befestigung und Trockenlegung, das Verlegen von Kabeln und Rohrleitungen können ebenfalls entsprechende Maschinen Verwendung finden. Bei der Straßenunterhaltung lassen sich die Sonderfahrzeuge für Besprengung und Reinigung, Kehr- und Gießwagen, für Kehrichtabfuhr und Vorrichtung für die Schneebeseitigung, Schneepflüge und Schmelzmaschinen in reicher Auswahl zur Schau stellen. Dann finden Meßinstrumente und Versuchsapparate zur Feststellung der dynamischen Einwirkung des Verkehrs und Bestimmung der Abnutzung der Fahrbahn und Apparate zur Prüfung der Fahrzeugbereifungen, auch für Beton Versuchswürfelpressen bei den technischen Prüfungsanstalten und Versuchsstraßenanlagen Absatz. Dazu treten ferner die zahlreichen Erzeugnisse für die Nebenanlagen der Straße wie Wegweiser, Beleuchtungsvorrichtungen, Schachtdeckel, Hydranten, bewegliche Gehwege usw. Weiter können Fahrzeugbestandteile in ihrer Beziehung zur Straße und zum Verkehr, bei Motorfahrzeugen Bereifungen, Federungen, Stoßdämpfer, Gleitschutz, Beleuchtung, Scheinwerfer, Kotflügel, bei tierischem Zug Hufbeschlag ausgestellt werden. Bei der Abteilung für Straßenbahnen ist auf die Stromzuleitung und die Leitungsmasten hinzuweisen, und eine weitere Abteilung ist für die Benutzung des Autobus im öffentlichen Verkehr eingerichtet. Somit eine reiche Betätigungsmöglichkeit! Die Ausstellung unter der Leitung des Genie civile findet in den Anlagen der ständigen Mailänder Mustermesse statt. Die näheren Bedingungen und Platztaxen sind bei den Generalkonsulaten von Italien erhältlich. Jedem Aussteller wird ein Ehrendiplom verliehen werden. C.

Erlaß, betreffend Eisen- und Eisenbeton-Bauwerke der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen.

Berlin, den 26. Januar 1926.

Nachdem die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft — Hauptverwaltung — die alten Vorschriften für die Herstellung von Eisenbauwerken durch neue ersetzt und die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" auch für Reichsbahnbauten vorgeschrieben hat, ersuche ich, die folgenden neuen Vorschriften der Reichsbahn:

1. Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken,[1])
2. Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken,[2])
3. Vorläufige Fertigungsvorschriften für Eisenbauwerke,[5])
4. Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St 48,[3])
5. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925,[4])
6. Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer,

auch bei der Prüfung der Bauentwürfe und der Abnahme der Bauten für Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen nach Maßgabe des Erlasses des früheren Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 20. August 1906 — IV A. 18. 358 — (EVBl. S. 487) zum Anhalt zu nehmen, soweit nicht für die genanten Bahnen geltende Sondervorschriften dem entgegenstehen.

Bei den Vorschriften zu 4. ist auch die Anordnung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft — Hauptverwaltung — vom 11. März 1925 — 82. D. 4678 —, wonach zum Schutze des Zeichens „H" auf den Setzköpfen der Nieten aus hochwertigem Stahl (vergl. Abschnitt V der Vorschriften) in den Gegenhaltern eine kleine Ausdrehung vorzusehen ist, zu beachten.

Der preußische Minister für Handel und Gewerbe.
V b. 6. 15. 3989. Im Auftrage: Schulze.

[1]) Vergl. auch Zentralbl. d. Bauv. 1926, S. 18; — [2]) ebenda 1925, S. 321; — [3]) ebenda, S. 285; — [4]) ebenda, S. 473; — [5]) zu beziehen vom Eisenbahn-Zentralamt, Berlin SW 11.

Die unter 1., 2., 5. und 6. genannten Vorschriften sind im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Fritz Beyer, Vorstand des E. B. A. Hoyerswerda, als Vorstand zum E. B. A. 1 Dortmund, Bätzing, bisher bei der R. B. D. Cassel, zur R. B. D. Essen, Altenburg, bisher bei der R. B. D. Cassel, als Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Perl nach Trier, Moll, bisher bei der R. B. D. Köln, zum E. Z. A. in Berlin, Geiges, bisher bei der R. B. D. Schwerin, zur R. B. D. Stettin, Wetzlich, bisher bei der Betriebsdirektion Dresden-Altstadt, als Vorstand zum E. B. A. Hoyerswerda, Hellwig, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Frankfurt (Oder), zum Eisenbahn-Abnahmeamt Dortmund und Scheffler, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Oppeln, als Abnahmebeamter zum E. Z. A. in Berlin.

Gestorben: der Reichsbahnamtmann Hampe, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Breslau.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Mügge von Münster i. Westf. nach Henrichenburg.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Rudolf Murray und Friedrich Walther (Wasser- und Straßenbaufach).

Das Kanalbauamt Hildesheim ist von Hildesheim nach Hannover verlegt, sein Vorstand, der Regierungsbaurat (W.) Marx von Hildesheim nach Hannover versetzt worden.

INHALT: Die Tunnelrüstungen von Franz Rziha und von Alfred Kunz. — Die neuen Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken. — Besondere Wellenerscheinungen in Schiffahrtkanälen infolge von Schleusungen. — Eiserne Spundwände. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Dresden. — Bauingenieurprobleme und Wirtschaft in den Vereinigten Staaten. — Wiederherstellung der El-Kantara-Brücke in Constantine. — Gründungsarbeiten bei einem Großkraftwerk in New York. — Orion-Kraftwerk in Bulgarien. — Bau eines Betongewölbes in neun Stunden. — Neue Hafenbauten in Vorderindien. — Neue Talsperren in Sachsen. — III. zwischenvölkische Straßenbauausstellung. — Erlaß vom 26. Januar 1926, betr. Eisen- und Eisenbeton-Bauwerke der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 2. März 1926 — Heft 10

Bücherschau.

Knickfestigkeit der Stabverbindungen. Von Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr. Dr.-Ing. H. Zimmermann. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 8,40 R.-M.

Mit seiner letzten Schrift ergänzt der Verfasser seine außerordentlich tiefgründigen wissenschaftlichen Arbeiten über das Knickproblem durch die Behandlung eines Falles, der für den praktisch tätigen Ingenieur zu den unentbehrlichen Grundlagen gehört. Schon der Bericht Zimmermanns im Zentralbl. der Bauverw. 1912 war für den eingeweihten Techniker ein Markstein auf dem Weg der Beurteilung der Knickgefahr bestehender Bauwerke. Für die in Betracht kommenden Aufsichtsorgane war es wohl im damaligen Standpunkte der theoretischen Entwicklungen des Knickproblems nicht leicht, die Verantwortung für Bauwerke zu übernehmen, die nach den gewöhnlichen Bemessungsverfahren kleine Sicherheitsgrade in einzelnen Teilen aufwiesen. Wenn die Erfahrung auch lehrt, daß die aussteifende Wirkung des ganzen räumlichen Tragwerkes zur Entlastung des besonders gefährdeten Einzelteiles beiträgt, so fehlte jedoch bis heute die theoretische Stützung dieser Annahme. Die vorliegende Schrift zeigt nun in knapper, klarer Darstellung, in welcher Form der Einzelteil eines Bauwerkes als Glied eines Fachwerkes mit steifen Knotenpunkten, oder allgemein eines auch biegungsfesten Stabzuges an die Knickgrenze gelangen kann, indem er andere Tragteile zu seiner Stützung heranzieht, oder auch selber stützend in Tätigkeit tritt. Eine Revision der üblichen Näherungsverfahren gerade auf dem Gebiete der Knickfrage drängt sich nach den vorliegenden theoretischen Untersuchungen Zimmermanns, die hierzu den Weg weisen, unbedingt auf; erreichen doch in einem Bauwerk niemals alle Teile gleichzeitig ihre höchste Beanspruchung. Mit der Betrachtung des Einzelstabes als organischen Gliedes des ganzen Tragwerkes hinsichtlich der Knickgefahr wird ja nur derselbe Schritt gemacht, der, wenn auch erst in bescheidenem Umfange, z. B. bei der Ermittlung der Stabkräfte in Längsverbänden, oder der Momente in Stockwerkrahmen üblich ist, wobei allerdings hinzuzufügen ist, daß sonderbarerweise die Bestimmung der Stabkräfte im Hauptträger infolge Winddrucks allgemein im räumlichen Zusammenhange üblich ist, obschon ihr oft weniger Bedeutung zukommt als der ziemlich vernachlässigten Untersuchung des Einflusses der lotrechten Hauptträgerbelastungen auf die Längsverbände.

In einem ersten theoretischen Teil gibt Zimmermann in gedrängter Form die theoretischen Ableitungen, wobei er bestrebt ist, auch begrifflich manche alte Anschauung neu oder schärfer zu fassen. Die Entwicklungen, die zur Einführung und Berechnung der Spannziffern belasteter und unbelasteter Felder gegeben werden, sind ohne große Schwierigkeiten auch dem statisch weniger Geschulten verständlich. Durch Zusammenstellung der hauptsächlichsten Hilfswerte in Tafeln sucht der Verfasser auch den Rechnungsumfang nach Möglichkeit einzuschränken.

Der zweite Teil der Arbeit zeigt die Anwendung der theoretischen Ergebnisse auf praktische Beispiele, die sowohl für den Eisen- als auch den Eisenbeton- und Holzkonstrukteur von besonderem Belang sind.

Ein wertvolleres Geburtstagsgeschenk hätte der im 81. Lebensjahr stehende Altmeister der Technik der jüngeren Generation wohl nicht machen können als die vorliegende Arbeit, für die ihm ein großer Kreis von Fachgenossen zu wärmstem Dank verpflichtet ist. Rohn.

Die hydraulischen Einrichtungen des Maschinen-Laboratoriums der Staatlichen Württembergischen Höheren Maschinenbauschule in Eßlingen. Mit einem Anhang: Die Messung kleinster Wassergeschwindigkeiten mit dem hydrometrischen Flügel. Von Professor Dr.-Ing. A. Staus. 57 S., 46 Textabb. u. 10 Zahlentafeln. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 3,60 R.-M.

Die vorliegende Schrift zeigt an mustergültigen Beispielen, wie mit einfachen Mitteln sehr anschauliche Vorführungs- und Beobachtungseinrichtungen für die praktische Hydraulik geschaffen werden können; sie wird daher bei mancher Laboratoriumerrichtung brauchbare Hinweise geben können. — Die Wassermessung mittels Bodenöffnungen, die in dem Buche besonders behandelt und zur Anwendung in Laboratorien (mit sogenannten Danaiden) empfohlen wird, ist recht brauchbar und auch bekannt; für große Versuchseinrichtungen reicht sie aber nicht mehr aus und ist auch dann nicht mehr im Gebrauch bequem, wenn oft und schnell Wassermengen verschiedener Größe zum Abfluß gebracht werden müssen, wie es bei planmäßigen Untersuchungen der Fall ist, für die doch rechteckige (Poncelet-) und dreieckförmige (Thomson-) Meßwehre am geeignetsten sind.

Bei den Auswertungen der mitgeteilten Versuchsreihen finden sich einige Unklarheiten; z. B. sind bei der Zahlentafel 6 die Zeitangaben bis auf $^1/_{1000}$ Sekunden nicht recht verständlich, da solche Zeitwerte mit den üblichen Chronographen (abgesehen vom Le Boulangé-Fallapparat oder der Hippschen Uhr) nicht zu messen oder abschätzbar sind; ferner ist ein paarmal bei der Angabe der Fehlergenauigkeit ein Irrtum unterlaufen.

Wertvolle Anregungen bringt die Darstellung der Versuche zur Messung kleinster Wassermengen in Anlehnung an die von E. B. H. Wade angestellten Untersuchungen. Bei sehr kleinen Wassergeschwindigkeiten $< 0{,}04$ m/Sek. reicht der dynamische Druck des fließenden Wassers nicht aus, den bewegungshemmenden Widerstand des hydrometrischen Flügels zu überwinden, das vom Wasser auf die Flügelflächen ausgeübte Drehmoment ΔM ist sehr klein. Sobald aber dem Flügel durch einen äußeren mechanischen Antrieb ein Drehmoment M von bestimmter Größe zugeführt wird, das im ruhenden Wasser an dem am Orte verharrenden Apparat gemessen werden kann, so wird beim Schleppversuch das gesamte Drehmoment $(M + \Delta M)$ wirksam. Dadurch läßt sich dann die Änderung infolge ΔM bezw. auch eine Wassergeschwindigkeit $< 0{,}04$ m/Sek. ermitteln.

Der mechanische Antrieb müßte wohl noch mehr ausgebildet werden, bevor an eine praktische Verwertung dieses beachtenswerten Meßverfahrens gedacht werden kann, denn es soll ein konstant groß bleibendes Drehmoment ohne Unterbrechung der Drehbewegung erreicht werden. Im übrigen ist die Verfolgung dieses Gedankens recht wertvoll und sehr zu begrüßen. Dr. R. Winkel.

Der Rahmen. Ein Hilfsbuch zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen. Von Prof. Dr.-Ing. W. Gehler. 3. Auflage. XI u. 353 S. mit 618 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 18, geb. 19,50 R.-M.

Das bekannte und vortreffliche Rahmenbuch von Gehler ist in neubearbeiteter und erheblich erweiterter dritter Auflage erschienen. Neu hinzugekommen sind vor allem Abhandlungen über den mehrfeldrigen und den Stockwerkrahmen und die Anwendungen der entwickelten Verfahren auf den eisernen Rahmen. Das Buch gliedert sich in elf Hauptabschnitte, die der Reihe nach behandeln: 1. die statische Unbestimmtheit von Rahmenbauten, 2. den Rahmenstab, 3. die Mittelkraftlinien, 4. die Formänderung des Rahmens, 5. das Drehwinkelverfahren, 6. weitere Anwendungsformen des Drehwinkelverfahrens zur Berechnung mehrstieliger und Stockwerkrahmen, 7. das Verfahren der Formänderungsarbeit, 8. die Sonderheiten des Rahmens im Eisenbau, 9. die Nebeneinflüsse, 10. Anwendungsbeispiele, 11. Zusammenstellung von Formeln für einfeldrige Rahmen.

Es würde zu weit führen, hier auf den reichen Inhalt im einzelnen näher einzugehen. Gehlers Buch ist ein klassisches Werk auf dem wichtigen Gebiete der Rahmenberechnung zu nennen. Es sollte nirgends auf den Tischen der Ingenieure, die mit dem Entwurf von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton zu tun haben, fehlen. Das Studium des ausgezeichneten Buches, das in der Hauptsache eigene neue Wege geht, sei allen Bauingenieuren warm empfohlen. Dr.-Ing. Dr. techn. Schaper.

Aluminothermie. Von Dr. Karl Goldschmidt. Sammlung „Chemie und Technik der Gegenwart", V. Band. Leipzig 1925. Verlag von S. Hirzel. Preis geh. 10, geb. 12 R.-M.

Nach einer Schilderung des geschichtlichen Werdeganges der Erzeugung von Aluminium vom Laboratoriumversuch an bis zur großindustriellen Entwicklung und der Verwendung dieses Metalls zu Haushaltgegenständen, im Kraftwagen- und Flugzeugbau führt der Verfasser in das weiteren Kreisen bisher weniger bekannte Gebiet der eigentlichen Aluminothermie.

Aluminothermie ist die Lehre von der Ausnutzung der Verbrennungswärme, die bei der chemischen Verbindung von Aluminium mit Sauerstoff frei wird. Dem verstorbenen Bruder des Verfassers, Prof. Dr. Hans Goldschmidt, war es gelungen, diese Wärmemengen technisch verwendbar zu machen. Die vorliegende Schrift zeigt die mannigfache Anwendung der Thermitreaktion, d. h. der Eigenschaft des Aluminiums, sich bei höheren Temperaturen unter außerordentlich großer Wärmeentwicklung mit Sauerstoff zu verbinden.

Außer zur Desoxydierung von Stahlbädern und zur Herstellung von kohlefreien, schwer schmelzbaren Metallen, wie Chrom, Mangan, Vanadium, Molybdän, Wolfram u. a., die in möglichst reiner Form von den Hüttenwerken als Zuschläge verwendet werden, findet das Thermitverfahren in großem Umfange beim Schweißen Verwendung. Von besonderem Belang dürfte es für den Eisenbahnfachmann sein, daß außer den zahlreichen Stoßschweißungen von Straßenbahnschienen das Verfahren auch zum Schweißen von Eisenbahngleisen Anwendung fand. Außer den an Bahnhofs- und Streckengleisen ausgeführten Arbeiten wurden in letzter Zeit in Deutschland Schienenstoßschweißungen in Tunneln und auf eisernen Brücken ausgeführt. Verfasser verweist hier besonders auf den günstigen Einfluß des Fortfalls der Stöße auf die Beanspruchungen der Bauglieder, die durch genaue Messungen festgestellt wurden.[1]) Große Bedeutung erlangte die Thermitschweißung ferner bei der Wiederherstellung gebrochener Werkstücke größter Abmessungen.

Die Abhandlung führt in leichtverständlicher und umfassender Weise in das Gebiet der Aluminothermie und ist für jeden Ingenieur, der sich mit Schweißungen irgendwelcher Art zu befassen hat, von großem Werte. Stern.

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1924, Heft 24 u. 25.

Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten. Von Ingenieur K. Lerche. 42 S. mit 12 Abb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 3 R.-M.

Bei der Ausschreibung von Eisenbetonarbeiten hat sich leider in zunehmendem Maße eingeführt, daß einerseits die Verdingungsunterlagen teilweise mangelhaft oder nicht endgültig sind, und daß anderseits die zur Bearbeitung der Angebote gewährten Fristen außerordentlich knapp bemessen werden. Infolgedessen ist es in den meisten Fällen nicht möglich, die Preisermittlung auf der Grundlage genauer Festigkeits- und Massenberechnungen durchzuführen. Diese aufzustellen obliegt nun fast immer dem Bewerber oder Unternehmer; für seine Vorarbeiten zur Abgabe des Angebotes erhält er jedoch kaum jemals eine Vergütung oder Erstattung barer Auslagen. Mithin zwingen wirtschaftliche Gründe dazu, für das Veranschlagen von Eisenbetonarbeiten in weitgehendem Umfange Erleichterungen, Näherungswerte u. dergl. anzuwenden.

Unter diesem Gesichtspunkte hat der Verfasser eine Reihe von Erfahrungen zusammengestellt und will damit Anregungen bieten für eine wenig zeitraubende, aber dennoch möglichst genaue Veranschlagung.

Der 1. Abschnitt, die Ermittlung der Massen, nimmt einen größeren Raum ein. Vorangehend wird die Auswahl wirtschaftlicher Querschnitte behandelt, durch Zahlentafeln unterstützt und durch Beispiele erläutert. Bei der Feststellung des Baustoffbedarfes wird besonders der Eisenwert berücksichtigt. Für Decken mit verschiedenen Nutzlasten lassen sich verhältnismäßig einfache Beziehungen zwischen Belastung und Massen aufstellen. Auch bei Balken mit gleicher Last, aber verschiedenen Stützweiten kann durch derartige Zurückführung auf einen Ausgangsquerschnitt eine Abkürzung der Veranschlagung erzielt werden. Für das Massenverhältnis von End- und Mittelfeldern durchlaufender Tragwerke sowie für die Umrechnung von Eisenbetonbalken auf 1 m² Deckenfläche sind ebenfalls Angaben entwickelt.

Der 2. Abschnitt enthält die Ermittlung der Löhne und Arbeitszeiten auf Grund von Beobachtungen an ausgeführten Bauten. Hierbei ist auf die Unterscheidung zwischen Lohn- und Akkordarbeit Rücksicht genommen. Für Betonausführungen verschiedener Art wird der Arbeitsaufwand angegeben und außerdem gezeigt, welche Maßnahmen bei Einrichtung und Anordnung der Baustelle und Hilfsgeräte die Wirtschaftlichkeit der Herstellungsweise zu heben vermögen. — Für Eisen- und Schalungsarbeiten folgt eine Reihe von Erfahrungswerten. — Von besonderer Wichtigkeit sind die Zuschläge zu den reinen Löhnen, die durch unproduktive Arbeiten oder dergl. entstehen und je nach der Baustelle verschieden hoch bemessen werden müssen. Ferner finden sich Angaben über die Kosten von Abladen und Beförderung der Baustoffe sowie Gesichtspunkte für kleine Akkordabschlüsse.

Der 3. Abschnitt umfaßt die Preisermittlung der Baustoffe, und zwar ihre Kosten frei Bau sowie den Baustoffverbrauch nebst Schalungsverlust usw. Im 4. Abschnitt sind Akkordsätze für einige Betonarbeiten angeführt, während der 5. Abschnitt kurz die allgemeinen Geschäftsunkosten streift.

Das Büchlein macht keinen Anspruch darauf, das Gebiet des Veranschlagens von Eisenbetonbauten eingehend zu behandeln. Die aus der Praxis hervorgegangenen Darlegungen des Verfassers bieten in leicht verständlicher Form und durch zahlreiche Beispiele erläutert manche beachtenswerte Anregung. Nicht nur dem unmittelbar mit der Veranschlagung beschäftigten, sondern auch ebenso dem konstruktiv tätigen Eisenbeton-Ingenieur sei das kleine Werk daher bestens empfohlen.

Dr.-Ing. Roll.

Die elastischen Platten. Die Grundlagen und Verfahren zur Berechnung ihrer Formänderungen und Spannungen, sowie die Anwendungen der Theorie der ebenen zweidimensionalen elastischen Systeme auf praktische Aufgaben. Von Dr.-Ing. A. Nadai. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 24 R.-M.

Das neue Buch des bekannten Göttinger Mathematikers und Ingenieurs Dr.-Ing. A. Nadai ist die Zusammenfassung der bisher von ihm erschienenen Aufsätze über Plattenprobleme, ihre Erweiterung durch planmäßig angestellte Versuche und die Ausdehnung und Anwendung der Theorie auf praktische Bauaufgaben, insbesondere des Eisenbetonbaues. Ausgehend von der allgemeinen Definition der Platten und Schalen, beschränkt sich der Verfasser schließlich auf die für das Bauwesen allein in Betracht kommenden biegungsfesten Platten und auf die verschiedenen bekanntgewordenen und teilweise auch vom Verfasser stammenden neuen Lösungen des Plattenproblems. Unter diesen Problemstellungen findet sich insbesondere die Behandlung der Biegungsbeanspruchungen von Platten durch Einzelkräfte. Hier bringt der Verfasser interessante mathematische Ansätze, die aber gerade für die Praxis weniger Bedeutung haben, weil sie zu unendlich großen Biegungsmomenten an der Angriffsstelle führen. Auch das Lösungsverfahren des Unterzeichneten durch Entwicklung der Lastfunktion in Fouriersche Reihen findet Erwähnung, vergessen wird allerdings vom Verfasser, daß dieses Verfahren bezüglich der Lasten vollständig und bezüglich der Randbedingungen in vielen Fällen allgemein anwendbar und zuerst vom Unterzeichneten eingeführt worden ist. Wie bereits Hager festgestellt hat, genügen für die Auswertung der Fourierschen Doppelsummen wenige Summanden, so daß gerade für die Behandlung der Pilzdecke, als einer Platte, die durch auf die Fläche des Stützkopfes verteilte Einzelkräfte beansprucht ist, ein Ansatz gewonnen wird, der auch für die Verhältnisse in der Nähe der Stütze der Wirklichkeit nahekommende Ergebnisse liefert. Ein Vorzug des Nadaischen Buches ist die allgemeine Übersicht über den augenblicklichen Stand der Theorie der Plattenbiegung und die ausführlichen Literaturhinweise. Beachtenswert sind die Versuchsergebnisse von rechteckigen Platten, die an zwei diagonal gegenüberliegenden Ecken aufgelagert, an den beiden anderen Ecken durch gleich große Einzelkräfte belastet sind. Es wird vom Verfasser sodann noch kurz auf verschiedene Ausführungen von Pilzdecken der bekannten Eisenbetonunternehmung Wayss & Freytag Akt.-Ges., Neustadt a. d. Haardt, eingegangen. Über das eigentliche Problem der Plattenbiegung hinaus geht der Verfasser in den letzten Abschnitten noch auf das Knickproblem dünner Platten und auf die biegsamen Platten mit Gewölbespannungen ein. Das Knickproblem der Platten ist ja auch für die Praxis von entscheidender Bedeutung, z. B. bei der Bemessung der Stegstärke von Druck- oder Traggliedern in ⊏- oder I-Form, wie sie im Eisenhoch- und Brückenbau vorkommen und infolge verschiedener Unglücksfälle, z. B. bei der Brücke über den Lorenzstrom bei Quebec Beachtung gefunden haben. Zum Schluß wird in einem Einzelfalle, nämlich bei der Kreisplatte, auf die Theorie solcher durch Oberflächenkräfte belasteten dicken Platten näher eingegangen.

Unter den bisher bekanntgewordenen Versuchen, eine Brücke zwischen der üblichen Vorbildung des Bauingenieurs auf dem Gebiete der mathematischen Elastizitätstheorie und dem heutigen Stande der letzteren zu schlagen, muß das Buch des Verfassers als eines der besten und gelungensten bezeichnet werden. Das Buch kann deshalb für Bauingenieure, die nach Vertiefung ihrer Kenntnisse auf dem Gebiete der technischen Mechanik und Elastizitätslehre streben, aufs wärmste empfohlen werden.

Dr.-Ing. Dr. Lewe,
Privatdozent an der Technischen Hochschule.

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Von Oberingenieur A. Straßner. 3. Auflage. I. Band. Der durchlaufende Rahmen. VIII u. 152 S. mit 170 Textabbild. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 9,— R.-M., geb. 10,50 R.-M.

Man wird der Ansicht des Verfassers beipflichten, „daß in der Bureaupraxis die auf einfachen geometrischen Anschauungen beruhenden Berechnungsweisen immer mehr Anklang finden," und daß sie „die Grundlage, auf welcher sich die praktische Statik in Zukunft hauptsächlich aufbauen wird", bilden. In anschaulicher Weise, mit Hilfe zahlreicher Abbildungen, führt das Buch, beginnend mit dem eingespannten Balken, in die Berechnung durchlaufender und mehrstöckiger Rahmen ein.

Ausführliche Behandlung erfährt im I. Abschnitt der durchlaufende Balken auf elastischen Stützen. Die Einführung der „Übergangszahlen" und „Übergangslinien" gestattet in einfacher Weise die Zerlegung eines in einem Balkenauflager angreifenden Momentes in den Anteil für Balken und Stützen, wie auch die Anwendung der bekannten Rechnungsverfahren durchlaufender Balken für die Berechnung durchlaufender Rahmen. Der II. Abschnitt gibt Hilfsmittel für die Berechnung des durchlaufenden Rahmens. Hier seien besonders die ausführlichen Tabellen für die Winkelgrößen infolge der Momente $M_a = 1$ und $M_b = 1$ und für die Schlußlinienermittlung erwähnt. Der III. Abschnitt behandelt die Stockwerkrahmen, und im IV. Abschnitt werden mehrere Rechnungsbeispiele gegeben. Durch seine klare und anschauliche Darstellung und durch übersichtliche Anordnung des Stoffes ist das Buch dem Studierenden wie dem ausführenden Ingenieur gleich wertvoll.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Das Deutsche Patentrecht. Ein Handbuch für Praxis und Studium. Vom Geh. Reg.-Rat Dr. F. Damme und Geh. Reg.-Rat, Direktor im Reichspatentamt R. Lutter. 3. Auflage. 706 S. Berlin 1925. Verlag von Otto Liebmann. Preis geh. 26 R.-M., geb. 28 R.-M. Vorzugspreis für Bezieher der Deutschen Juristen-Zeitung 22 R.-M., geb. 24 R.-M.

Die soeben erschienene dritte Auflage des wohlbekannten Dammeschen Handbuches des Patentrechtes stellt ein ganz neues Werk dar, das in vortrefflicher, außerordentlich klarer Darstellung die heute im Reichspatentamt herrschende Rechtsübung erörtert und beleuchtet. Gegenüber der letzten Auflage ist das Buch um rd. 120 S. vermehrt. Der frühere alleinige Verfasser des Werkes, Geheimrat Dr. Damme, hat diesmal nur den ersten, geschichtlichen Teil neu bearbeitet, während der neu hinzugetretene Mitarbeiter, Direktor R. Lutter, der noch heute an maßgebender Stelle im Reichspatentamt wirkt und an der Abfassung und Durchführung aller neueren amtlichen Verordnungen und Maßnahmen seiner Behörde beteiligt war, den zweiten und Hauptteil des Werkes „Das geltende Deutsche Patentrecht", zeitgemäß umgestaltet und vermehrt hat. Im Anhange sind dann die deutschen Gesetze und Verordnungen auf dem Gebiete des Patentwesens abgedruckt, ebenso die einschlagenden zwischenstaatlichen Verträge und Abkommen.

Das Werk enthält alles, was der Praktiker heute zur Hand haben muß, um seinen Beruf gewissenhaft ausüben und in allen zweifelhaften Rechtsfällen sich in bequemer Weise guten Rat holen zu können. Insbesondere ist großer Wert auf die Feststellung aller der durch die Kriegsmaßnahmen hervorgerufenen Bestimmungen gelegt, die eine dauernde Geltung erlangt haben, auch ist der Einfluß der durch das Diktat von Versailles dem Deutschen Reiche auferlegten Verpflichtungen auf das Sondergebiet des Patentwesens klargelegt, und endlich sind alle Neuerungen der Gesetzgebung und Rechtsprechung gewissenhaft berücksichtigt.

Überall da aber, wo die eigene Anschauung der Verfasser von der herrschenden Übung des Reichspatentamtes oder des Reichsgerichtes oder gar beider wesentlich abweicht, ist dies klar und unverblümt zum Ausdruck gelangt. Es sei in dieser Beziehung beispielsweise auf S. 150 hingewiesen, wo die wichtige, auch heute noch strittige Frage behandelt wird, ob und inwieweit auch biologische Vorgänge ein Betätigungsfeld der Technik und damit dem Patentschutze zugänglich sind. Ferner sei S. 156 angeführt,

wo — m. E. mit vollem Recht — der sogenannten Kombinationserfindung — entgegen der derzeitigen Praxis — die Bedeutung einer Erfindung besonderer Art abgesprochen wird. Eine lichtvolle Klarstellung erfährt auf S. 193 der meist völlig unrichtig aufgefaßte und angewandte Begriff der „gewerblichen Verwertbarkeit" (§ 1 P.G.). Von großem Nutzen für die Industrie sind die glänzenden Ausführungen auf S. 449 bis 465 über die wichtige Frage des „Schutzumfanges" von Patenten und die Patentverletzungen. Ohne hierauf näher einzugehen, sei nur erwähnt, daß die Verfasser die übliche Unterscheidung zwischen dem „Gegenstande des Patentes" und dem „Schutzumfange" nicht anerkennen; da das Patentamt das Patent für die Erfindung erteilt, so bildet diese den Gegenstand des Patentes. Die Erfindung ist aber nicht ein vorgestelltes technisches Gebilde, sondern der „Erfindungsgedanke", den festzustellen die hauptsächlichste Aufgabe des Patentamtes ist und der in der Regel durch Angabe der vom Erfinder gelösten technischen Aufgabe begrifflich zum Ausdruck gebracht werden kann. Die Aufgabe der ordentlichen Gerichte im Verletzungsprozeß besteht hiernach lediglich in der Vergleichung des vom Patentamte ein für allemal festgelegten Erfindungsgedankens mit der angeblichen Verletzungsform. Die Verfasser bestreiten also den ordentlichen Gerichten auch das Recht eigener Prüfung einzelner Elemente eines sogenannten Kombinationspatentes auf Patentfähigkeit gemäß §§ 1, 2, 3 Abs. 1 P.G., wie dies leider im Wege einer „Auslegung" des Patentes nur allzu häufig ausgeübt wird.

Welche Beunruhigung diese Gerichtspraxis in weiten Kreisen der deutschen Industrie hervorgerufen hat, wo man mit Recht darüber Klage führt, daß man in vielen Fällen nicht wisse, was durch ein Patent eigentlich geschützt sei und in welcher Weise sich der Schutz im gerichtlichen Verletzungsstreit auswirken werde, ist auch mir zur Genüge bekanntgeworden. Ich kann daher den beherzigenswerten Ausführungen der Verfasser auf S. 465 nur voll beipflichten.

Jedenfalls ist uns in dem neuen Handbuche ein rechtswissenschaftlich hervorragendes Werk geschenkt worden, das für alle, die mit Patentangelegenheiten zu tun haben, von großem praktischen Nutzen sein wird, und daher auch den baugewerblichen Kreisen zur Beachtung und Anschaffung aufs wärmste zu empfehlen ist. Laskus.

Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Von B. Löser, a. o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. VIII u. 149 S. mit 132 Textabbild. u. 1 Tafel. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6 R.-M., geb. 7,20 R.-M.

Aus der ursprünglichen Absicht, Musterbeispiele zu den neuen Eisenbetonbestimmungen zu schaffen, hat sich das vorliegende Werk entwickelt. Der Verfasser stellt seine langjährigen praktischen Erfahrungen in den Dienst der Eisenbeton-Ingenieure und der Baupolizei. Durch eine große Reihe von Zahlentafeln und Beispielen wird das Buch dem entwerfenden Ingenieur besonders wertvoll.

Abschnitt I behandelt die theoretischen Grundlagen der Berechnung durchlaufender und eingespannter Platten und Balken und gibt für die verschiedensten Fälle die Stützenmomente, Feldmomente und Stützkräfte. Hervorzuheben ist eine Tafel der Belastungsglieder mit 16 verschiedenen Belastungsfällen.

Abschnitt II: Säulen mit mittiger Last.

Abschnitt III: Bestimmung von Querschnitten für reine Biegung. Mehrere Tafeln „Festwerte" gestatten eine rasche und sichere Bemessung der Querschnitte von Balken und Plattenbalken.

Abschnitt IV: Bestimmung der Abmessungen von Querschnitten für Biegung und Druck. Entsprechend den in diesem Punkte neuartigen Vorschriften der neuen Bestimmungen ist unterschieden zwischen kleinen und großen Ausschlägen *e*, ferner ist ein Kontrollverfahren für Rechteckquerschnitte gegeben.

Abschnitt V bespricht die Schubspannungen, Haftspannungen und die Schubsicherung, sowie die bezüglichen Vorschriften der neuen Bestimmungen, die, obwohl sie in der Behandlung der Schubsicherung wichtige Neuerungen bringen, dennoch gerade in diesem Punkte die wünschenswerte Klarheit des Ausdruckes vermissen lassen.

Die Lösersche Abhandlung beseitigt jeden Zweifel an der Auslegung der einschlägigen Vorschriften. Beachtenswert ist die Berechnung der Schrägeisen und Bügel. Der Aufteilung der Schubbewehrung und den Beispielen zu diesem wichtigen Abschnitt ist ein großer Raum gewidmet. Die letzten vier Abschnitte behandeln: Bestimmung der Spannungen aus gegebenen Abmessungen; Deckenplatten verschiedener Art; Pilzdecken und Rahmen. Dem Abschnitt „Deckenplatten" sind wertvolle Tafeln zur Berechnung kreuzweise bewehrter Platten, dem Abschnitt „Rahmen" ausführliche Zahlenbeispiele beigegeben. Zu den neuen Bestimmungen sollen keine amtlichen Musterbeispiele herausgegeben werden. Das Lösersche Werk wird deshalb jedem Eisenbetoningenieur unentbehrlich sein und ist daher zur Anschaffung zu empfehlen.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Asphalt- und Teerstraßen (bituminöse Straßenanlagen). Von B. T. Kerkhoff, übersetzt von E. Ilse. 72 S. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 7,50 R.-M.

Der Verfasser ist Wegebauingenieur in Holland und hat seine Erfahrungen im Asphalt- und Teerstraßenbau in dieser Schrift niedergelegt. Sie hat 15 Abschnitte. Im ersten Abschnitt werden die Benennungen klargestellt. Ob die Ausdrücke „Asphalt" und „Bitumen" eindeutig bestimmt sind, ist mir zweifelhaft. In Deutschland ist man sich noch nicht einig, was unter Asphalt und Bitumen zu verstehen ist. Man bemüht sich, diese Begriffe festzulegen. Im Abschnitt II wird folgende Einteilung gegeben: Stampfasphalt, Guß- oder Streichasphalt, Plattenasphalt, Sandasphalt, Steinschlagasphalt oder Asphaltbeton, Asphaltmakadam. Im Abschnitt III, Unterbettung, wird auf die Vorzüge der elastischen Unterbettung (Chaussierung) hingewiesen. Die Abschnitte Stampfasphalt, Plattenasphalt, Gußasphalt bringen nichts Neues. Man vermißt die Ergebnisse der deutschen Asphaltforschung. Ausführlicher wird dafür der Sandasphalt behandelt; hier werden Erfahrungswerte in der Zusammensetzung angegeben. Es fällt auf, daß die Topekamischung unter Sandasphalt gerechnet ist, da man sie sonst als Asphaltbeton betrachtet, der im Abschnitt X behandelt wird. Hier, ebenso wie im Abschnitt Asphaltmakadam, wird wesentlich Neues nicht gebracht. Den Teerdecken sind nur zwei Seiten gewidmet. Dann folgt die bituminöse Oberflächenbehandlung. Im Abschnitt XV — Prüfung und Zusammenstellung der bituminösen Materialien — ist bezeichnend, daß hier über die Zusammensetzung des Stampfasphaltpulvers die 1882 erschienene Tabelle von Dietrich herangezogen wird.

Für Holland, in dem nach Angabe des Verfassers die Asphaltstraßen bis 1920 wenig Eingang gefunden haben, mag diese Schrift der Aufklärung dienlich und nützlich sein. Für den deutschen Straßenbauingenieur, der mit den verschiedenen Asphaltbelägen schon seit Jahrzehnten vertraut ist, bringt die Schrift in gedrängter Übersicht manches, was bisher im Schrifttum zerstreut war, ohne vollständig zu sein.

Nichtfachmännern bietet sie eine verständliche Einführung in das für das deutsche Straßenwesen überaus wichtige Gebiet.

Dr.-Ing. E. Neumann.

Einflüsse auf Beton, ein Auskunftsbuch für die Praxis. Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen und Prof. O. Graf herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 452 S. mit 124 Textabbild. und einer farbigen Tafel. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 19,50 R.-M., geb. 21,60 R.-M.

In vollständig neubearbeiteter und bedeutend erweiterter Auflage ist am Ende des vergangenen Jahres das mit Recht „Auskunftsbuch für die Praxis" benannte Werk „Einflüsse auf Beton" erschienen, das die chemischen, mechanischen und sonstigen Einflüsse von Luft, Wässern, Säuren, Laugen, Ölen, Dämpfen, Erden, Lagergütern u. dergl. auf Zement, Mörtel, Beton und Eisenbeton, sowie die Maßnahmen zur Verringerung und Verhütung dieser Einflüsse behandelt. Der Fachmann wird an dieser kurzen Inhaltsangabe schon den Umfang des Werkes erkennen, das jedem Bauherrn, der Bauwerke errichten will, die irgend etwas mit Zement zu tun haben, und jedem Bauausführenden die wertvollsten Fingerzeige gibt. An praktischen Beispielen, an Mißerfolgen werden die „Feinde des Zementes und seiner Abkömmlinge" dargestellt und ihre Wirkungsweise erläutert. Aus dieser Kenntnis heraus werden die Gegenmittel gegen die Angriffe der vielerlei Stoffe, mit denen Zement und Beton in Berührung kommen, an Hand der neuesten deutschen und ausländischen Betonforschung ermittelt und ihre Anwendung bekanntgegeben.

Die neuen Bauweisen: Gußbeton, Gasbeton, Zellenbeton, Torkretputz usw. werden kurz, aber treffend erläutert.

Auch dieses Werk weist wieder darauf hin, welcher Wert bei allen Zementbauwerken der richtigen Auswahl der Zuschlagstoffe und vor allem dem Wasserzusatz beizumessen ist. Aus der großen Zahl der Abhandlungen sei auf folgende, in besonders ausführlicher Weise behandelte Abschnitte, die gerade für Bauingenieure von Belang sind, hingewiesen:

Abdichtung von Beton gegen gewöhnliches Wasser, Abnutzung von Zementmörtel und Beton, Abwässer, Anmachewasser, Anstriche, Ausblühungen, Auslaugungen;
Calciumchlorid;
Elastizität des Zementmörtels und Betons, Elektrizität, Erschütterungen;
Fette, Öle, Frost und kühle Witterung;
Grund- und Sickerwasser, Gußbeton;
Kornzusammensetzung;
Lagerung von Zement;
Meerwasser, Mineralöle, Moorwässer und Moorböden;
Rauchgase;
Schwinden und Quellen von Zementmörtel und Beton, Si-Stoff, Sulfate, Steinholzfußböden;
Vorausbestimmung der Mindestdruckfestigkeit von Betonwürfeln;
Wärme, Wasserzusatz;
Zement, Zementbazillus, Zucker und zuckerwertige Stoffe.

Die alphabetische Anordnung der einzelnen Abhandlungen erleichtert das Auffinden bestimmter Abschnitte sehr und macht das Buch zu einem handlichen Nachschlagewerk; die zahlreichen Literaturhinweise ermöglichen jedem ein weiteres Eindringen in das besonders interessierende Stoffgebiet. Gaye.

Wasserkraft-Jahrbuch 1924. Herausgeber: Oberbaudirektor K. Dantscher, o. Professor, und Ingenieur C. Reindl, München. 612 S. mit 279 Abb. im Text und 13 Tafeln. Richard Pflaum, Druckerei- und Verlags-A.-G., München. Preis geh. 20, geb. 24 R.-M.

Das Wasserkraft-Jahrbuch ist ein europäisches Unternehmen. Es vereinigt — zum erstenmal auf diesem Gebiete — Abhandlungen einer Reihe europäischer Ingenieure und Forscher und gibt damit einen Überblick über den technischen und wirtschaftlichen Stand der europäischen Wasserkraftausnutzung. Die Italiener besitzen zwar in den Veröffentlichungen des am 31. Januar 1923 aufgehobenen obersten Wasserrates und in den seit 1924 an deren Stelle getretenen „Annali delle Utilizzazioni delle Acque" ein ähnliches Jahrbuch, doch beschränkt sich dieses hauptsächlich auf italienische Belange. In doppelter Hinsicht ist deshalb das deutsche Wasserkraft-

Jahrbuch zu begrüßen: Es bekundet nach dem Kriege den Willen zu gemeinschaftlicher Arbeit unter den europäischen Völkern und gewährt einen Einblick in den in Theorie und Praxis erzielten Stand der Wasserkrafttechnik der verschiedenen Länder.

Der größte Anteil entfällt auf deutsche Bearbeiter: Dantscher, von Gruenewaldt, Hallinger, Holler, Kelen, Krieger, Reindl, D. Thoma u. a. haben Beiträge geliefert. Österreich wird u. a. durch Kaplan, Schoklitsch, Ornig, Skandinavien durch Hansen, Thoresen u. a. vertreten. Außerdem enthält das Jahrbuch Abhandlungen bekannter schweizerischer, spanischer und griechischer Ingenieure.

Im I. Abschnitt wird eine Übersicht über die Entwicklung der Wasserkraftnutzung und Verwertung der Wasserkräfte in Europa gegeben, wobei vor allem auf den einleitenden entwicklungsgeschichtlichen Beitrag von Reindl hinzuweisen ist. Die von verschiedenen Verfassern gelieferten Berichte über den Stand der Wasserkraftnutzung in den außerdeutschen Ländern Europas ermangeln leider der Einheitlichkeit und Gleichmäßigkeit der Bearbeitung. Dieses Gebrechen ergibt sich zu einem Teil aus den Fehlern, die den Statistiken der einzelnen Länder anhaften, zum anderen sind sie an die Schwierigkeiten geknüpft, die sich noch heute einem internationalen Zusammenwirken entgegenstellen. Besondere Beachtung verdient eine Arbeit von Ornig über die Betriebsergebnisse von Wasserkraft-Überlandwerken.

Der II. Abschnitt ist dem Ausbau der Wasserkräfte gewidmet und zeichnet sich durch eine Reihe bemerkenswerter Abhandlungen aus, die zur Klärung von heute besonders wichtigen Fragen beitragen werden. Holler beginnt — unter besonderer Berücksichtigung der bayerischen Wasserführungscharakteristik — mit klar umschriebenen Grundsätzen für die Bestimmung der Ausbauwassermenge. Hallinger gibt einen auf praktische Arbeiten sich stützenden Beitrag zu den Vorarbeiten für Wasserkraftausnutzung im Hinblick auf die Klarstellung des Nutzwassers. Ott behandelt die wichtige Frage der Wassermessungen. Eine der bedeutsamsten Aufgaben, die unsere Zeit der Wasserwirtschaft gestellt hat, das Verhältnis von Schiffahrt und Wasserkraftnutzung, erfährt durch Dantscher eine treffliche Umschreibung. Auch die Arbeiten über die Betonauskleidung der Werkkanäle, über hydraulische Pumpenspeicherung und über Entlastungsvorrichtungen bei Wasserkraftanlagen verdienen besondere Beachtung.

Der III. Abschnitt behandelt die Wasserkraftmaschinen. D. Thoma und Kaplan sprechen über die Kavitation bei Wasserturbinen. Ihre Erörterungen bringen in die bisher anscheinend auseinanderlaufenden Erfahrungen über Kavitationserscheinungen in mancher Hinsicht Ordnung und Klarheit. Dubs erläutert an Hand von theoretischen Überlegungen und Versuchen die Bedeutung des Saugrohres im neuzeitlichen Schnellläuferturbinenbau. Der Schwede Englesson berichtet auf Grund von Prüfungen über die besonderen Vor- und Nachteile der Kaplan- und Propellerturbinen.

Der Anhang enthält schließlich eine Reihe von häufig gebrauchten Massen, Tabellen und Rechentafeln, mit welch letzteren insbesondere der Vorteil der graphischen Rechentafel für die Entwurfstätigkeit des Wasserkraftingenieurs einleuchtend dargetan ist.

Bei der Mannigfaltigkeit der Beiträge und der großen Zahl der Verfasser ist es nicht weiter verwunderlich, wenn nicht alle Abhandlungen auf gleicher Höhe stehen. Vielfach sträubte sich auch die Schwierigkeit der Problemstellung gegen eine erfolgreichere Behandlung. Die zahlreichen und meist gut wiedergegebenen Abbildungen machen das Lesen dieses gut ausgestatteten Buches besonders anschaulich. Ohne Frage wird es seine Aufgabe erfüllen: Auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung ein Führer in die Zukunft zu sein. Dr.-Ing. Marquardt.

Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1851 bis 1926. Verlagsverzeichnis von Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Mit einer geschichtlichen Einleitung. Herausgegeben zum 75jährigen Bestehen der Firma.

Unser Verlag, der am 1. Januar 1926 sein 75jähriges Geschäftsjubiläum begehen konnte, hat Anlaß genommen, zu diesem seinem Ehrentage ein sorgfältig durchgearbeitetes, nach fachwissenschaftlichen Gebieten geordnetes Verzeichnis aller bisher von ihm herausgegebenen Werke und Zeitschriften, gleichviel ob noch lieferbar oder vergriffen, zusammenzustellen und der Allgemeinheit zur Benutzung darzubieten. In einer geschichtlichen Einleitung ist der interessante Werdegang der Firma in schlichter Art kurz geschildert. Aus dieser Einleitung läßt sich ohne Mühe entnehmen, daß der gegenwärtige Leiter der Firma, Herr Georg Ernst, nunmehr seit 24 Jahren zielbewußt und mit unermüdlichem Fleiße daran arbeitet, die vom Verlage schon früher gepflegten Fachgebiete weiter auszubauen und neue Wissenszweige, von denen hier nur der Eisenbetonbau erwähnt sei, hinzuzunehmen. Trotz der Nöte der Kriegszeit und der schwierigen Wirtschaftslage der Nachkriegszeit hat Herr Georg Ernst für die Entwicklung der Verlagsfirma und damit mittelbar auch für die Förderung der Bauwissenschaften in der Tat Hervorragendes geleistet, und wir haben es deshalb als eine wohlverdiente Ehrung begrüßt, daß die Technische Hochschule Danzig dem Leiter der Firma ein Jubiläumsgeschenk durch Verleihung der Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber darbrachte.[1])

Die vier wichtigsten Teile des Verlagsverzeichnisses werden eingeleitet durch je einen beachtenswerten passenden Aufsatz aus berufener Feder. So hat Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. R. Borrmann, Berlin, über den Hochbau, Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Foerster, Dresden, über den geschichtlichen Werdegang des Eisenbetonbaues, Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden, über die Entwicklungsgeschichte der Statik und des Eisenbaues und endlich Oberregierungs- und Baurat E. Mattern, Berlin, über den Wasserbau geschrieben, und in allen diesen Beiträgen ist der Anteil des Verlages an der Entwicklung der betreffenden Sondergebiete des Bauwesens vortrefflich zum Ausdruck gebracht.

Am Schlusse des entsprechend seiner festlichen Bestimmung vornehm ausgestatteten Buches findet sich ein Namens-, Orts- und Sachverzeichnis, das seine Benutzung wesentlich erleichtert. Laskus.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 2, S. 29.

Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten. Von Dr.-Ing. Heinrich Eckert. IV u. 120 S. mit 5 Abb. u. 96 Tab. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 6, geb. 7 R.-M.

In Vorwort und Einleitung skizziert der Verfasser scharf die Leitgedanken für seine Untersuchungen, die sich wie ein roter Faden durch die ganze Arbeit ziehen. Sein Streben läuft darauf hinaus, eine Grundlage für einen folgerichtigen Aufbau von Kostenberechnungen für größere Erdarbeiten zu schaffen. Mit der alten Geheimniskrämerei, erworbene Erfahrungen nur für sich zu behalten, soll gründlich aufgeräumt werden, damit der junge Ingenieur endlich ein Rüstzeug in die Hand bekommt, womit er seine Überlegungen für eine Kalkulation streng durchführen kann. Dieses Rüstzeug zur genauen Ermittlung der Einheitspreise besteht aus dem klaren Aufbau des Verdingungsanschlages. Die scharfe Trennung von Haupt- und Nebenleistung ist das A und O eines Kostenanschlages, sonst muß diese Arbeit an Hand der Zeichnungen und Massenberechnungen durch die Unternehmungen besonders geleistet werden. Welche unangenehmen Verquickungen bei Abwicklungen von Verträgen mit Sammelpositionen entstehen können, wird jeder Ingenieur des Tiefbaufaches zur Genüge wissen. Die Befürchtung des Verfassers, daß die Forderung der Auflösung der Gesamtleistung in Einzelpositionen auf Widerstand bei den bauvergebenden Behörden stoße, kann nicht geteilt werden, da der richtig angeleitete Ingenieur weiß, daß bei einer klaren Gliederung des Kostenanschlages dem Unternehmer von vornherein beinahe alle Handhabungen für Nachforderungen genommen sind. Der Vorschlag der Einteilung des Verdingungsanschlages in die Hauptabschnitte: 1. Baustelleneinrichtung, 2. eigentliches Leistungsverzeichnis und 3. Baustellenabräumung kann dahin erweitert werden, daß ein vierter Abschnitt — Vorhalten der Großgeräte — aufgenommen wird, der dann an zweiter Stelle stehen würde. Je nach Vertragszeit und örtlicher Lage der Baustelle sind dann die Abschnitte als Teile der Gesamtzeit festzulegen. Welche Vorteile eine solche Aufteilung für Bauherrn und Unternehmung bietet, liegt klar auf der Hand, da bei Lösung eines Vertragsverhältnisses aus irgendwelchen Gründen für beide Parteien sofort greifbare Unterlagen für alle daraus entspringenden Verhandlungen vorhanden sind. In sechs Kapiteln geht Eckert dann auf den eigentlichen Gegenstand seiner Abhandlung ein. Nach Erläuterung der Begriffe „Bauprogramm" und „Bautermine" folgen Betrachtungen über Arbeits- und Betriebszeit, Zeitaufwand für Baustellenerschließung und -einrichtung, Leistungsfähigkeit der Geräte nebst Tabellen. Daran schließt sich eine eingehende Behandlung über die Bemessung des Geräteparkes, worin besonders auch auf die Linienführung der Transportbahnen unter Benutzung des Aufsatzes von Professor Orley, Wien, über „Die maßgebende Arbeitshöhe der Eisenbahn" eingegangen wird. Im Kapitel „Auslagen für Beschaffung der Geräte" gibt Eckert unter Vorausgreifung auf das folgende „Über Auslagen für Unterhaltung der Geräte" einen Fingerweis, wie auch der Bauherr Anhaltspunkte für diesen Gegenstand bekommt. Die beigegebenen Tabellen werden sicherlich gern von dem Kalkulationsingenieur einer Unternehmung neben seinen Unterlagen zum Vergleich herangezogen werden. Das Kapitel „Ermittlung des Betriebsstoffbedarfes" enthält neben niedergeschriebenen Beobachtungen sehr lehrreiche Beispiele. Im 6. Kapitel schreitet der Verfasser zur eigentlichen Kostenberechnung mit zwei Abschnitten über Kosten, die auf die Gesamtheit der Leistungen umzulegen sind, und Kosten für die betreffende Einzelposition des Leistungsverzeichnisses. Zum Schluß folgt ein Beispiel für die Ermittlung der wirtschaftlichsten Art, Unebenheiten im Gelände zu überwinden. Alles in allem ist das Eckertsche Buch eine weitere Bereicherung unserer noch spärlichen Literatur über Kostenberechnungen im Tiefbau, das auf dem Tische keines Bauingenieurs, ob Bauverwaltung oder Unternehmung, fehlen sollte.

Grapow.

Die Kraftwagenstraße. Von Dr.-Ing. Rudolf Schenck, Charlottenburg. 105 S. Text, 28 S. Anhang. Charlottenburg 1925. Zementverlag G. m. b. H. Preis geh. 4,80, in Ganzleinen 6 R.-M.

Zu den bisherigen Veröffentlichungen aus dem Gebiete des Kraftwagenstraßenbaues hat der Zementverlag eine neue hinzugefügt, die gewissermaßen einen Überblick über die bisherigen Schriften gibt, wobei durch wertvolle Erweiterungen verschiedene Einzelgebiete vervollständigt worden sind. Im ersten Abschnitt werden der Kraftwagen und seine Wirkung auf die Straße, die Ergebnisse theoretischer Betrachtungen und der Versuchsanstalten behandelt. Im zweiten Abschnitt, die Gestaltung der Kraftwagenstraßen, werden die Unterlagen für die Anlage der Straßen in Längenschnitt, Krümmungen, Querschnitt gegeben, und im dritten die für die Kraftwagen hauptsächlich in Frage kommenden Befestigungsarten besprochen, wobei die Betonstraße besonders ausführlich behandelt wird. Der Anhang enthält englische und amerikanische Bauvorschriften für Asphalt-, Teer- und Betonstraßen.

Die Schrift wird jedem Straßenbaufachmann wertvolle Dienste leisten und auch dem, der sich für die besondere Eigenart der Kraftwagenstraßen unterrichten will, eine gute Einführung geben.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

Grundzüge der technischen Wirtschafts-, Verwaltungs- und Verkehrslehre. Von Prof. E. Mattern, Oberregierungs- u. -Baurat. 358 S. und 35 Abb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 18 R.-M.

Dieses Buch bedeutet eine willkommene Bereicherung unseres technisch eingestellten volkswirtschaftlichen Schrifttums. Der Verfasser gibt hier in geschickt ausgewählten und lose aneinandergereihten Einzelabschnitten nicht nur eine zusammenfassende Darstellung der staatlichen und industriellen Verwaltungstätigkeit des Ingenieurs (vorwiegend des Bauingenieurs), sondern führt auf Grund seiner reichen Erfahrungen den Techniker in Fragen der Volkswirtschafts- und Verwaltungslehre, sowie der Finanzwirtschaft und Verkehrspolitik ein.

Zunächst wird die Stellung des Ingenieurs in Staat, Verwaltung und Gesetzgebung behandelt, dann folgen Abschnitte über die Finanzwirtschaft des Staates und der Gemeinden, im Bauwesen, in den Gewerben und in der Industrie. Weiterhin werden die wirtschaftlichen Unternehmungs- und Betriebsformen in der Gütererzeugung, der Erwerb und die Verwaltung von Liegenschaften, das Genehmigungswesen und die Ertragslehre erörtert. Abschnitte über die technische Wirtschafts- und Betriebslehre, sowie über die allgemeine Verkehrslehre, über Gesetz und Recht beschließen das klar, temperamentvoll und fortschrittlich geschriebene Buch.

Kaum einer wird dieses Werk aus der Hand legen ohne die Erkenntnis, daß es wohl keinen anderen Beruf gibt, bei dem die Förderung und Pflege wirtschaftlicher Intelligenz so dringend notwendig ist wie beim Techniker. Und doch finden wir gerade bei unseren Fachgenossen ein so einseitiges Nurtechnikertum, ein so ausschließliches Betonen der Fachkenntnisse, daß bei den meisten nur wenig übrigbleibt für volkswirtschaftliches und juristisches Wissen. Wenn wir Techniker uns mit gutem Grunde immer wieder über die Zurücksetzung gegenüber den Juristen in Staat und Gemeinde zu beklagen haben, so sollten wir dabei nicht jenen Schuldanteil übersehen, der zu unseren Lasten fällt: unsere Vernachlässigung juristisch-volkswirtschaftlicher Allgemeinbildung. Der in der Staatsverwaltung oder im Gemeindedienst tätige Techniker muß — wenn er nicht nur „Gutachter", sondern in der Verwaltung leitende Persönlichkeit sein will — neben organisatorischem Geschick ein hohes Maß von juristischem, finanziellem und kommunalpolitischem Verständnis haben. Wenn auch nicht verkannt werden darf, daß diese zur Ausfüllung leitender Stellungen erforderlichen Eigenschaften nicht durch Berufswahl, Lektüre und Hörsaal angeeignet werden können, so vermag doch ein Werk wie das vorliegende die im Einzelmenschen enthaltenen Fähigkeiten zu wecken und fortzuentwickeln.

Bei den Ausführungen über Verkehrsstatistik hätten u. a. die von Tiessen ausgearbeiteten Kartenbilder Erwähnung verdient, die für unsere nationale Verkehrswirtschaft und für die Erkenntnis der Wirtschaftsbeziehungen verschiedener Bezirke infolge der Vereinigung von geographischer Übersichtlichkeit mit statistischer Genauigkeit in vielen Fällen den Vorzug verdienen vor den bisherigen Darstellungen der Verkehrsstatistik.[1])

Die ansprechende Anschaulichkeit des im übrigen vortrefflich ausgestatteten Werkes würde durch ein Stichwortverzeichnis noch gewonnen haben. Dr.-Ing. Marquardt.

Handbuch für Mörtel und Beton. Von Hermann Dieck, Architekt. Berlin 1925. Verlag von Willy Geißler. Preis 9 R.-M.

Als Ziel dieses Taschenbuches gibt der Verfasser die Absicht an, die leider auch unter den bauausführenden Praktikern viel zu wenig verbreiteten Kenntnisse über die Baustoffeigenschaften der Bindemittel und ihre Verarbeitung zu Mörtel und Beton einem weiteren Kreise von Fachgenossen zugänglich zu machen. Dank der leicht verständlichen, übersichtlichen Anordnung und der knappen Zusammenfassung des Stoffes scheint das Taschenbuch wohl geeignet, seinem Zweck gerecht zu werden.

Das Werk bringt zunächst das Wichtigste über Baustoffeigenschaften der Bindemittel und Zuschläge, Mischungsverhältnisse sowie über Verarbeitung der häufigsten Mörtel- und Betonarten. Besonderen Wert erhält es für den Praktiker durch das umfangreiche Tabellenmaterial über den Baustoffbedarf für alle möglichen Mischungsverhältnisse und für die häufigsten Maurer-, Gipser-, Dachdecker- und Zementarbeiten. Mit Vorteil werden sich diese Tabellen auch als Hilfsmittel beim Veranschlagen benutzen lassen. Dr. B.

Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme. Von Dr.-Ing. Adalbert Szilard. 63 Seiten mit 25 Abbildungen. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 3 R.-M.

Das Betonspritzverfahren, als dessen ältester und bekanntester Vertreter wohl das Torkretverfahren angesprochen werden darf, gelangt im Bauwesen zu stets wachsender Bedeutung. Daher ist es zu begrüßen daß sich der Verfasser die Aufgabe gestellt hat, mehr theoretisch die Bedingungen zu erörtern, die eine technisch befriedigende und wirtschaftlich günstige Ausgestaltung des Torkret-Spritzverfahrens und seiner Hilfsmittel beeinflussen.

Ausgehend von dem Wesen des Verfahrens werden Festigkeit, Dichtigkeit und Haftfestigkeit von Spritzbetonschichten behandelt. Die hieraus folgenden mittelbaren Eigenschaften wie große Tragfähigkeit bei geringem Gewicht, Feuerbeständigkeit, Wasserdichtigkeit sowie Widerstandsfähigkeit gegen chemische und Meerwasserangriffe ergeben an Hand von Beispielen ausgeführter Arbeiten einen Überblick über den Zweck und die vielseitige Anwendungsweise derartiger Spritzbetonschichten. Die dem Verfahren eigentümliche Art der Zu- und Aufbringung des Baustoffes mittels Preßluft bietet vielfach nicht nur wirtschaftliche Vorteile, sondern ermöglicht oft sogar erst die Herstellung schwacher Betonschichten als selbständige Bauteile oder als Ummantelungen und Auskleidungen.

[1]) Vergl. z. B. Petermanns Mitteilungen 1918, S. 1 u. f., Werft und Reederei 1920, Nr. 2.

Für die praktische Ausführung ist die Frage der Förderung von grundlegender Bedeutung. Auf Erfahrungen aufbauend, stellt der Verfasser die Vor- und Nachteile der Trocken- und Naßförderung gegenüber und behandelt die Wahl der Luftgeschwindigkeit und des zweckmäßigen Durchmessers von Förderleitung und Düse sowie die damit in engem Zusammenhange stehende Erscheinung des Rückpralles. Ferner werden die für das Betonspritzverfahren zu stellenden besonderen Anforderungen an Kompressor und Schläuche besprochen. Die Ausbildung der Düse, in der das Betongemenge sich durchfeuchtet, wird ebenfalls erörtert. Zum Schluß ist das eigentliche Arbeitsgerät, die sogenannte Zementkanone (Tektor), einer näheren Betrachtung unterzogen; die Möglichkeiten der Einschleusung des Mischgutes und seine Einführung in den Luftstrom bestimmen nicht nur aus technischen Gründen, sondern auch in wirtschaftlicher Hinsicht wesentlich den Aufbau des Gerätes.

Die vorliegende Arbeit, der als Anhang ein Auszug des einschlägigen Schrifttums beigefügt ist, bietet eine zusammenfassende und recht klare Darstellung des Torkretverfahrens und seiner technischen Probleme. Allen, die sich über dieses Gebiet eingehender unterrichten wollen, sei das Buch daher bestens empfohlen. Dr.-Ing. Roll.

Die Wiederherstellung der Eisenbahnen auf dem östlichen Kriegsschauplatz. Von Dr. Wilhelm Kretzschmann, Archivrat und Mitglied des Reichsarchivs, im Kriege Major im Generalstabe des Chefs des Feldeisenbahnwesens. XI u. 180 S. mit 42 Skizzen, 57 Abb. auf 32 Tafeln und 1 Übersichtskarte. Berlin 1925. Verlag von E. S. Mittler & Sohn. Preis geb. 15 R.-M.

In dem vorliegenden Buche gibt Kretzschmann in meisterhaft knapper Form eine Darstellung der Taten der Eisenbahntruppen und der deutschen Brückenbauanstalten auf dem östlichen Kriegsschauplatze. Bei Rückzugbewegungen vor dem Feinde mußten die Eisenbahnen mit allen ihren Anlagen und Kunstbauten in kürzester Zeit so gründlich wie nur möglich zerstört werden. Beim Vormarsch mußten die von eigener Hand oder vom Feinde zerstörten Schienenwege und Kunstbauten so schnell wie nur irgend möglich wiederhergestellt werden. Unter den zerstörten Kunstbauten befanden sich Brückenbauwerke von gewaltigen Abmessungen, die teilweise unter den ungünstigsten Witterungsverhältnissen und in Gegenden, die weitab von allen Hilfsmitteln der Technik lagen, in kürzester Zeit wieder befahrbar gemacht werden mußten.

Die Zerstörungen der über tief eingeschnittene Täler und über die großen Flüsse führenden Brücken waren meist so gründlich und boten so gewaltige Hindernisse, daß es der Aufbietung aller Kräfte der Eisenbahntruppen, der Erfahrungen und Kenntnisse der besten Brückenbauingenieure Deutschlands und des geschulten Personals unserer bewährten Brückenbauanstalten bedurfte, um der Schwierigkeiten mit der durch die Verhältnisse gebotenen Eile Herr zu werden. Die Lösungen der einzelnen schwierigen Aufgaben sind außerordentlich lehrreich. Sie sind Musterleistungen für Kriegsverhältnisse, sie bieten aber auch für Friedensverhältnisse wertvolle Anregungen zur Lösung schwieriger Aufgaben bei verwickeltem Einbau eiserner Brücken.

Die Leistungen der technischen Truppen werden leicht über den Taten der Kampftruppen vergessen. Ohne die Anstrengungen und Leistungen der technischen Truppen sind aber in der modernen Kriegsführung in den meisten Fällen die Erfolge der Kampftruppen unmöglich. Wir begrüßen es deshalb mit Freude, daß Kretzschmann in seinem Buch den Taten der Eisenbahntruppen ein ehrendes Denkmal gesetzt hat.

Es ist ein wichtiges Kapitel in der Geschichtsschreibung des Weltkrieges und bietet besonders dem technischen Berufsoffizier, dem Eisenbahnfachmann und dem Brückenbauer sehr viel Anregung. Auch der gebildete Laie wird aus dem Buch lernen und Verständnis für die schwierigen Aufgaben der Eisenbahntruppen gewinnen. Wir wünschen dem ausgezeichneten Buche weiteste Verbreitung. Dr.-Ing. Dr. techn. Schaper.

Lebenserinnerungen. Rückblick auf meine Lehr- und Aufstiegjahre. Von August Föppl. 155 S. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 6 R.-M.

Der bekannte langjährige Vertreter der technischen Mechanik an der Technischen Hochschule München, Geh. Hofrat Prof. Dr. Dr.-Ing. chr. August Föppl, der kurz nach Vollendung seines 70. Lebensjahres am 12. August 1924 von uns geschieden ist,[1]) hat eine schlichte, von jeder Eigenliebe und Überheblichkeit freie Schilderung seines Werdeganges hinterlassen, die man, seinem Wunsche folgend, seinen Schülern und Freunden durch Veröffentlichung zugänglich gemacht hat. In 17 Abschnitten gibt der Verfasser ein anschauliches Bild seiner Lehr- und Aufstiegjahre. Sein Leben, das im wesentlichen Mühe und Arbeit und darum nach dem Worte des Psalmisten „köstlich" gewesen ist, war das eines echten deutschen Gelehrten, der unter großen Schwierigkeiten durch eisernen Fleiß sich zu einer in der technischen Fachwelt allgemein anerkannten Persönlichkeit entwickelt, im akademischen Lehrberufe volle Befriedigung gefunden hat und auch in der Fachliteratur — vor allem durch sein groß angelegtes vortreffliches Werk über „Technische Mechanik" — rühmlich bekannt geworden ist. Föppl selbst schätzt die Anzahl seiner Schüler auf etwa 10 000; viele davon werden auch heute noch dankbar seiner gedenken.

Wenngleich ich Föppl nicht persönlich kennengelernt habe und ihn nur in seinen Schriften, die in ihrer meisterhaft klaren Sprache unübertrefflich sind, würdigen konnte, so habe ich doch das vorliegende Buch mit ganz ungewöhnlicher Spannung durchgelesen und befriedigt aus der Hand gelegt, weil ich die Empfindung hatte, daraus manche wertvollen Eindrücke gewonnen zu haben.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 5, S. 40 und Heft 37, S. 416.

Föppls Urteil über die Menschen, die seinen Lebensweg gekreuzt haben — vor allem über seine Lehrer —, ist ungewöhnlich bestimmt und scharf. Besonders hoch schätzt er, worin wir alle ihm gewiß folgen werden, O. Mohr als Lehrer und Forscher. Daß auch Fehlurteile vorkommen, die, wie die Beurteilung Grashofs, in der eigenen geistigen Einstellung Föppls begründet sein mögen, hat jüngst H. Zimmermann in diesen Spalten überzeugend dargetan.[1])

Vieles, was Föppl über die deutsche Technik und Wissenschaft einer lange zurückliegenden Zeit erzählt, hat auch heute noch für viele Fachgenossen ohne Zweifel einen hohen Reiz, und so glaube ich, daß sie in einer stillen Feierstunde gern zu dem Buche greifen und das trotz aller Schlichtheit packende Lebensbild eines hochbegabten und erfolgreichen technischen Lehrers und Forschers an sich vorüberziehen lassen werden. Laskus.

Gußbeton, Erfahrungen beim schweizerischen Talsperrenbau. Bericht der Gußbetonkommission. Bearbeitet von Dipl.-Ing. E. Stadelmann. Zürich 1925. Verlag bei Hoch- und Tiefbau A.-G. 154 S. mit zahlreichen Abb. Preis 8,50 R.-M.

Zur Auswertung der umfangreichen Untersuchungen, die in den letzten drei bis vier Jahren an den verschiedenen großen Gußbetonbauten in der Schweiz ausgeführt sind (Staumauern Rempen und Schräh im Wäggital, Staumauer Barberine, Papierfabrik Cham usw.), hatte die Fachgruppe des Schweizerischen Architekten- und Ingenieur-Vereins für Beton- und Eisenbetoningenieure aus den in diesen Sondergebieten hauptsächlich tätigen Ingenieuren eine „Gußbetonkommission" bestellt. Diese gibt in dem obengenannten Werke ihre Erfahrungen in übersichtlicher Zusammenstellung bekannt. Es sind nacheinander in ausführlicher Weise behandelt:

I. Die Zusammensetzung des Gußbetons (Zuschlagstoffe, Bindemittel, Wasser);

II. Die Herstellung des Betons (Mischanlagen, Transportanlagen, Schalungen und Verkleidungen, Steineinlagen);

III. Beobachtungen am fertigen Beton (Materialtrennungen, Frostbeständigkeit, Durchlässigkeit, Abbindewärme, Schwinden, Kontraktionsfugen, Druckfestigkeit, Versuchseinrichtungen auf Bauplätzen);

IV. Versuche in der Eidgenössischen Materialversuchsanstalt (Zement, Zusammensetzung, Raumgewichte, Druckfestigkeit von Mörtel- und Betonmischungen, Frostbeständigkeit und Wasserdurchlässigkeit von Betonproben, Elastizitätsproben, Schwinden des Betons).

In den ersten drei Abschnitten sind die Baustellenerfahrungen mit den Rinnengießanlagen und Kabelkranen eingehend behandelt, im letzten Teil sind die Ergebnisse der sehr umfangreichen Versuche an der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt dargestellt.

Die schweizerischen Ingenieure haben auf den Forschungen des Amerikaners Abrams aufgebaut, haben sie nachgeprüft und erweitert. Sie haben der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, dem Zementwasserfaktor $\left(\text{Verhältnis } \frac{\text{Zementgewicht}}{\text{Wassergewicht}}\right)$ und der daraus herrührenden Güte des Betons weitgehende Untersuchungen gewidmet; die Hauptergebnisse sind, daß zur Erzielung hochwertigen Betons

a) die Zuschlagstoffe nach einer ganz bestimmten Siebkurve, die sich der Fullerkurve nahe anschließt, zusammengesetzt sein müssen;

b) die Druckfestigkeit geradlinig von dem Zementwasserfaktor $\left(\frac{\text{Zementgewicht}}{\text{Wassergewicht}}\right)$ abhängt, und zwar im Zusammenhange mit der jeweiligen Normenfestigkeit des Zementes.

Das Werk stellt einen weiteren Fortschritt in der Erforschung des Wesens des Gußbetons dar. Sein Wert liegt besonders darin, daß die Betriebserfahrungen an verschiedenen Baustellen zusammengefaßt und mit Laboratoriumuntersuchungen und der bisherigen Betonforschung verglichen werden. Gaye.

Niederschrift über die Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 20. bis 21. Juli 1925 in München. Selbstverlag der Stufa. 83 S. Charlottenburg 1925. Preis 1,60 R.-M.

Das Heft enthält einen einleitenden Bericht von Geheimrat Prof. Otzen über die Arbeit der Studiengesellschaft und ihren Aufgabenkreis: 1. Planung von Automobilstraßen, 2. Konstruktion und Material, 3. Verkehr und 4. Gesetzgebung und Finanzierung. Ministerialrat a. D. Moll gibt einen Überblick über die Gesetzgebung aller Länder, wobei er den Vorschlag der preußischen Provinzen für eine neue Wegeeinteilung erörtert, und behandelt ausführlich die Finanzierung. Geheimrat Prof. Dr. Brix gibt dann einen kritischen Abriß des deutschen und außerdeutschen Straßenbaues unter Berücksichtigung der neuesten Erfahrungen und der Arbeiten der Studiengesellschaft. Prof. Blum schließt mit einer Behandlung der Frage des Automobilverkehrs in seinen Beziehungen zur Eisenbahn und zum Wasserstraßenverkehr.

Die Schrift ist mehr als ein Bericht. Sie unterrichtet über den heutigen Stand des Straßenbauproblems und verdient deshalb eine größere Beachtung. Man kann jedenfalls wünschen, daß die Arbeit der Stufa in dieser Richtung weiter fortschreiten möge. Denn die Gefahr der Zersplitterung war bei 25 Ausschüssen recht groß, wird aber, wie der Inhalt des Heftes wiederum zeigt, durch die zielbewußte Führung des Vorsitzenden, Geheimrats Dr. Brix, glücklich vermieden. Dr.-Ing. Speck.

Elemente der Graphostatik. Lehrbuch für technische Unterrichtsanstalten und zum Selbstunterricht mit vielen Anwendungen auf Maschinenbau, Eisenhoch- und Brückenbau. Von Ingenieur Georg Dreyer, Gewerbestudienrat. 8. Auflage. Leipzig 1925. Verlag von Dr. Max Jänecke. Preis 5 R.-M.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 6, S. 69.

Die vorliegende 8. Auflage des bekannten Lehrbuches der Graphostatik stellt eine Erweiterung gegenüber der vorhergehenden Auflage insofern dar, als die zurzeit geltenden Hochbauvorschriften vom 24. Dezember 1919 darin berücksichtigt werden. Ferner wurde die Sammlung der Beispiele und Aufgaben um einige neue Beiträge vermehrt, so ist insbesondere der Abschnitt über Einflußlinien des Gerberschen Gelenkträgers hinzugekommen. Das Buch behandelt in klarer und anschaulicher Weise das ganze Gebiet der Statik der bestimmten Systeme für ruhende und bewegliche Lasten. Die Beispiele sind gut gewählt, zum Teil durchgearbeitet, zum anderen Teil jedoch die Aufgaben nur gestellt und ihre Lösungen dem Studierenden überlassen. Das Werk wird einerseits dem Lehrer an mittleren und höheren technischen Lehranstalten eine willkommene Unterstützung im Unterricht bieten, anderseits von den Studierenden mit bestem Erfolge benutzt werden und sei daher mit Rücksicht auf seinen didaktischen Wert besonders empfohlen. Dr.-Ing. Kann.

Der Ingenieurberuf. Entwurf einer psychologischen Berufskunde und eines psychotechnischen Ausleseverfahrens für Ingenieurberufs-Anwärter. Von Dr.-Ing. Erwin Bramesfeld. Heft 32 der Schriften zur Psychologie der Berufseignung und des Wirtschaftslebens, herausgegeben von Otto Lipmann und William Stern. Leipzig 1925. Johann Ambrosius Barth. Preis brosch. 3,90 R.-M.

Mit dieser Schrift erfährt das Schrifttum der Psychologie der Berufseignung insofern eine wertvolle Bereicherung, als sie einem Beruf gewidmet ist, mit dem sich nach dieser Richtung bisher nur wenige befaßt haben. Der Verfasser, Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt, entstammt selbst dem Ingenieurberufe und bringt als praktischer Psychotechniker die Ergebnisse seiner Erfahrungen und Forschungen über die Psychologie seines Berufes. Wenn er auch seinen Entwurf einer Ingenieurberufskunde und eines eignungspsychologischen Untersuchungsverfahrens nur als einen Vorschlag und eine Anregung, insbesondere auch für die berufenen Vertreter der anderen höheren Berufe, bezeichnet, so gibt er, besonders in dem allgemeinen Teil seiner Schrift, darüber hinaus in einer Charakteristik der höheren Berufe im allgemeinen und des Ingenieurberufs im besonderen, in fesselnden Vergleichen des Berufsberaters mit Arzt und Richter, u. a. m. wertvolle Aufschlüsse auch für den, der nicht berufsmäßig diesen Fragen gegenübertritt. — Ein ausführlich entwickelter Plan für die psychologische Berufsauslese von Ingenieuranwärtern beruht teils auf einer Umfrage, die der Verfasser bei 12 Professoren der verschiedenen Fachrichtungen an der Technischen Hochschule Darmstadt veranstaltet hat, und auf seinen eigenen Prüfungen und Beobachtungen einer größeren Anzahl von Studierenden auch über deren Studium hinaus, mit dem Ziele, ihre Berufsleistungen mit den Ergebnissen der vorangegangenen Eignungsprüfungen zu vergleichen. — Mit einem ausführlichen Literaturverzeichnis wird die Schrift abgeschlossen. Brandt.

Zement-Kalender 1926. Herausgegeben von Baurat Dr.-Ing. Riepert. 375 S. Text. Charlottenburg. Zementverlag G. m. b. H. Preis in Ganzl. geb. 2,50, in Leder geb. 3,60 R.-M.

Der beliebte Kalender enthält außer einem 58 S. umfassenden Schreibkalender auf gedrängtem Raume das Wichtigste von dem, was der Zementtechniker bei seiner täglichen Arbeit aus der Wissenschaft und Erfahrung gebraucht. Von amtlichen Bestimmungen findet man u. a. die preußischen Vorschriften über Belastungen und zulässige Beanspruchungen vom 24. Dezember 1919 — leider fehlt dabei der wichtige Ministerial-Erlaß vom 25. Februar 1925 über die zulässige Beanspruchung von Flußstahl usw. —, ferner die Normen für Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement sowie die allgemeinen Lieferungsbedingungen des Deutschen Zement-Bundes und die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Die Musterbeispiele auf S. 201 bis 254 sind irrtümlich als vom September 1925 datiert bezeichnet; in Wirklichkeit sind diese Beispiele, die nach den alten Bestimmungen (von 1916) bearbeitet sind, nur mit Vorsicht anwendbar, da in manchen Punkten, z. B. hinsichtlich der Aufnahme der Schubspannungen, die neuen Bestimmungen erheblich von den alten abweichen. Recht gut bearbeitet ist das Kapitel über Eigenschaften und Verwendung der hydraulischen Bindemittel, und auch in den Kapiteln über die „Herstellung von Betonwaren" und „Die Anwendung des Betons im Straßenbau" findet der Praktiker manche wertvolle Angabe. Ls.

Eingegangene Bücher.

Holzdaubenrohre. Ein Beitrag zur Baustoffkunde und Hydraulik von Rohrleitungen für Wasserkraft-, Wasserversorgungsanlagen usw. Von Dipl.-Ing. H. Rabovsky. 68 S. mit 62 Abb., 8 Zahlentafeln und 1 graphischen Darstellung. Berlin 1926. VDI-Verlag G. m. b. H. Preis geh. 8 R.-M.

Amerikanische Bureau-Organisation. Von J. M. Witte. 80 S. mit 13 Abb. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 2,50 R.-M.

Der eiserne Mann in der Industrie. Die soziale Bedeutung der automatischen Maschine. Von A. Pound. Mit einem Geleitwort von Prof. Dr.-Ing. ehr. C. Matschoß. Berechtigte Übertragung und Bearbeitung von J. M. Witte. 131 S. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 3,60 R.-M.

Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48. Von Dr.-Ing. O. Kommerell, Reichsbahnoberrat. Sonderdruck aus „Der Bauingenieur", 11 S. mit 14 Abb. u. 13 Tabellen. Berlin 1925. Verlag von Jul. Springer. Preis 1,20 R.-M.

Leistungs- und Materialkontrolle nach dem Gantt-Verfahren. Von W. Clark. Berechtigte Übertragung ins Deutsche von J. M. Witte. 83 S. mit 27 Abb. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 3,50 R.-M.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern.

(Fortsetzung aus Jahrgang 1925, Heft 52, S. 734).

II.

Herr Dr.-Ing. H. Craemer setzt die Momente aus den Komponenten der Resultante ins Verhältnis zueinander für alle möglichen Punkte der Wirkungslinie der Resultante und erhält demnach die verschiedensten Werte für den Sicherheitsgrad n, von 0 bis ∞.

Das resultierende Moment aus dem Stabilitäts- und dem Umsturzmoment ist $M = R \cdot r$ (Abb. 1), und man kann selbstverständlich R in jedem Punkte der Wirkungslinie in die Komponenten H und V zerlegen; es ist aber nicht angängig, das Verhältnis der Momente aus den Komponenten von R für jeden Punkt der Wirkungslinie von R als Maß für den Kippsicherheitsgrad des Systems anzusehen.

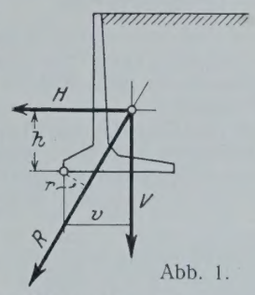


Abb. 1.

Es handelt sich bei der allgemeinen Formel für den Kippsicherheitsgrad $n = M_2 : M_1$ um das Verhältnis „n" zweier ganz bestimmter, durch den Belastungsfall gegebener Momente M_2 und M_1 zueinander (die in ihrer Summe das resultierende Moment $M = R \cdot r$ ergeben), die an einem Körper angreifen, der in einem Gelenk G drehbar gestützt ist und eine einseitige Auflagerungsmöglichkeit A besitzt, wo nur Druckkräfte aufgenommen werden können.

Abb. 2 veranschaulicht das in Frage stehende System unter a) allgemein, unter b) für den geraden Balken und unter c) für einen Körper ähnlich einer Winkelstützmauer.

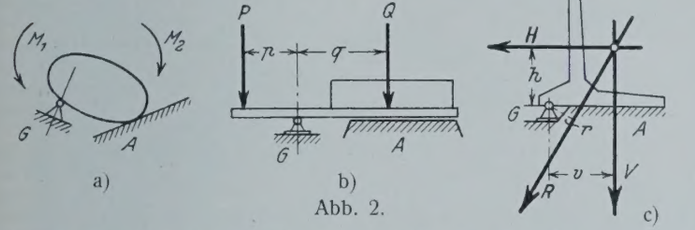


Abb. 2.

Solange auf das System nur das Moment M_2 wirkt, bleibt es in Ruhe (unter der Voraussetzung, daß die Auflagerung bei A unnachgiebig ist). Wirkt auf das System das Moment M_1 allein, so dreht es sich um G. Wirken M_1 und M_2 gleichzeitig, so bleibt das System in Ruhe, solange $M_2 \geqq M_1$ ist; wird M_1 größer als M_2, so dreht es sich (kippt). Als Maß für den Grad der Kippsicherheit dient der Ausdruck $n = M_2 : M_1$.

Ist $M_2 = n \cdot M_1$, so besagt dies, daß M_1 n-mal größer sein könnte, als es tatsächlich ist, ehe das System zum Kippen kommt, und dieses n ist eben der Sicherheitsgrad. Durch die jeweils gegebenen Verhältnisse haben die Momente M_2 und M_1 bestimmte Werte, und demnach ist auch ihr Verhältnis n eine bestimmte Zahl und nicht willkürlich veränderlich.

Es handelt sich bei der angeschnittenen Frage der Kippsicherheit unter der Voraussetzung unnachgiebiger Lagerung um eine durchaus elementare Untersuchung, und es ist unverständlich, daß hierüber Zweifel auftreten können.

Der Kippsicherheitsgrad n läßt sich (Abb. 3) auch durch die Gleichung darstellen:

$$n = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta}.$$

Solange $\operatorname{tg}\alpha \geqq \operatorname{tg}\beta$, besteht Kippsicherheit.

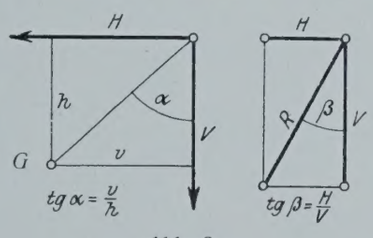


Abb. 3.

Man könnte auch das resultierende Drehmoment als Anhalt für die Kippsicherheit ansehen, insofern, als bei positivem Moment Kippsicherheit besteht und bei negativem Moment ein Drehen (Kippen) des Systems um den Gelenkpunkt G eintritt, während für $M = R \cdot r = 0$ gerade der Grenzzustand für die Kippsicherheit erreicht ist, indem hier die Resultierende durch den Gelenkpunkt hindurchgeht. Man erhält so aber keine Maßzahl für den Grad der erreichten Sicherheit.

Bei den weiteren Untersuchungen des Herrn Craemer über die Sicherheit gegen Kippen, die mit der Aufstellung der Ungleichung

$$e \geqq \sqrt{\frac{V}{9\,\varphi\,E}}$$

enden, dreht sich der Verfasser im Kreise herum.

Seine Formel bleibt auf halbem Wege stehen, denn sobald man an die Auswertung der Formel geht und für φ und für E zusammengehörige Werte einsetzen will, so kommt man, da φ eine Funktion von E ist und nicht willkürlich gewählt werden darf, auf die bekannte Formel zurück, von der man ausgegangen ist.

Es ist $\quad \sigma = \frac{2V}{3e}, \quad$ also $\quad e = \frac{2V}{3\sigma}.$

Mit $\quad y = \frac{\sigma}{E}$ wird $\operatorname{tg}\varphi \approx \varphi \approx \frac{y}{3e} = \frac{\sigma}{3eE} = \frac{2V}{9e^2E}$

hieraus $\quad e = \sqrt{\frac{2V}{9\varphi E}}$.[1])

Setzt man für φ den Wert $\frac{\sigma}{3eE}$ ein, so erhält man

$$e = \sqrt{\frac{2V \cdot 3e \cdot E}{9 \cdot \sigma \cdot E}} \quad \text{oder} \quad e = \frac{2V}{3\sigma}, \text{ wie oben.}$$

Die Zwischenschaltung des Drehwinkels φ und der Baugrundziffer E hat hier keinen Wert; es kommt auf die zulässige Bodenpressung σ an.

Ich glaube, durch vorstehende Zeilen die von Herrn Craemer angeschnittene Erörterung über den „sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern" wieder auf den richtigen Weg zurückgeführt und Klarheit in die unter Umständen angerichtete Verwirrung über den Kippsicherheitsgrad gebracht zu haben.

Dortmund, 15. Oktober 1925. Dr.-Ing. Lydtin.

III.

Herr Dr.-Ing. Craemer vergißt, daß man nach den Lehren der Mechanik nicht ohne weiteres zwei entgegengesetzte Momente an einem im Gleichgewicht befindlichen System anbringen darf, ohne statisch etwas an dem System zu ändern; denn bekanntlich ist für das Gleichgewicht nicht eine Gleichung $\Sigma M = 0$ nötig, sondern drei:

$$\Sigma M = 0; \quad \Sigma H = 0; \quad \Sigma V = 0.$$

Um die Behauptung, daß man jedem Kraftsystem zwei gleiche, aber entgegengesetzt drehende Momente hinzufügen dürfe, ohne den „durch das System bedingten" Zustand der Ruhe zu ändern, als unrichtig zu beweisen, braucht man nur Abb. 1 u. 2 zu betrachten.

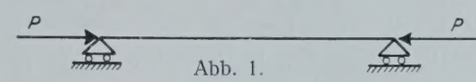


Abb. 1.

In Abb. 1 ist ein Stab mit zwei beweglichen Lagern dargestellt, an dessen beiden Enden zwei gleiche und entgegengesetzte Kräfte P angreifen, so daß das Ganze im Gleichgewicht ist. Nun lasse man an irgend einer Stelle des Stabes zwei gleiche und entgegengesetzte Momente (Abb. 2)

$$M_0 = H \cdot h \text{ und } M_0 = \frac{H}{2} \cdot 2h = H \cdot h$$

angreifen. Auf den ersten Blick ist dann zu sehen, daß links von a eine resultierende Kraft $\frac{H}{2}$ angreift, die trotz „dem grundlegenden Satze der Mechanik" den Stab bewegt. Und dies, weil

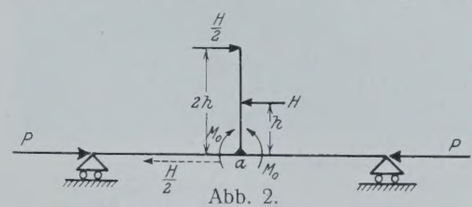


Abb. 2.

$$\Sigma M = 0, \quad \Sigma V = 0, \text{ nicht aber } \Sigma H = 0 \text{ ist.}$$

Um den Sinn des Begriffes der Sicherheit einer Stützmauer näher zu erläutern, kann man folgende Betrachtungen anstellen:

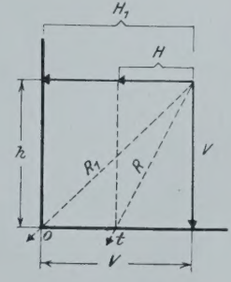


Abb. 3.

H ist die wagerechte Kraft, die zusammen mit der lotrechten Kraft verursacht, daß die Resultierende R durch t geht. Nun kann man die wagerechte Kraft anwachsend denken, bis die Resultierende R_1 durch o geht. Diesen Wert nenne man H_1. Die Sicherheit ist dann

$$n = \frac{H_1}{H}.$$

Da aber

$$H_1 \cdot h = Vv \qquad H_1 = \frac{Vv}{h} \text{ (Abb. 3)}$$

ist, so ist

$$n = \frac{H_1}{H} = \frac{v \cdot V}{h \cdot H}.$$

Mit anderen Worten, die Sicherheit n ist das Verhältnis der wagerechten Kraft, die die Wand gerade umkippen kann, zu der vorhandenen wagerechten Kraft. (Dies entspricht auch der Vorstellung von der Sicherheit in anderen Fällen, z. B. dem Falle des Knickens.) Es ist aber auch:

$$n = \frac{H_1}{H} = \frac{v \cdot V}{h \cdot H} = \frac{\text{Stabilitätsmoment}}{\text{Umsturzmoment}},$$

der Begriff der Sicherheit $n = \frac{v \cdot V}{h \cdot H}$ entspricht also den Grundlehren der Statik.

Im zweiten Teil der Abhandlung ist ein neuer Weg gezeigt, um Stützmauern auf ihre Sicherheit zu untersuchen. Es wird gesagt, daß wenn der Winkel φ klein ist, die Ermittlung der größten Bodenpressung genügt. Daß dies nicht der Fall ist, soll folgendes Beispiel zeigen:

In Abb. 4 ist eine Winkelstützmauer dargestellt mit

$$V = 2\,\text{t}, \quad v = 1{,}6\,\text{m}, \quad H = 3\,\text{t}, \quad h = 1{,}0\,\text{m}$$

$$e = \frac{2{,}0 \cdot 1{,}6 - 3{,}0 \cdot 1{,}0}{2{,}0} = 0{,}10\,\text{m}$$

$$\sigma = \frac{2V}{3e \cdot 100} = \frac{2 \cdot 2000}{3 \cdot 10 \cdot 100} = 1{,}33\,\text{kg/cm}^2.$$

[1]) Vergl. hierzu die Zuschrift Schroeter in der „Bautechnik" 1925, Heft 52, S. 734. Die Schriftleitung.

Mit $E = 5$ kg/cm³ wird

$$\gamma = \frac{1{,}33}{3 \cdot 10 \cdot 5} = \frac{1}{112}.$$

Dieser Winkel von 0° 30′ kann keine nennenswerte Vergrößerung des Erddruckes verursachen. Da nun $\sigma = 1{,}33$ kg/cm² ist, könnte man auf jede weitere Berechnung verzichten.

Betrachtet man aber die Mauer im Lichte der alten Sicherheitsrechnung, so sieht man, daß

$$n = \frac{v \cdot V}{h \cdot H} = \frac{1{,}6 \cdot 2{,}0}{1{,}0 \cdot 3{,}0} = 1{,}07.$$

Das bedeutet, daß nur eine Vergrößerung von 7 % der H-Kraft, also $H_1 = 1{,}07 \cdot 3{,}0 = 3{,}21$ t genügt, um die Mauer umzukippen. Daß bei der Ermittlung der H-Kräfte, überhaupt jeder Kraft, ein Fehler von 7 % unterlaufen kann, ist ohne weiteres ersichtlich. Ich würde jedenfalls keinem Ingenieur empfehlen, die Mauer bei

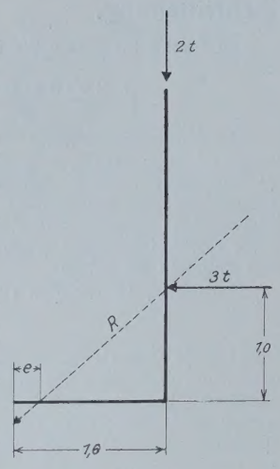


Abb. 4.

$$n = \frac{v \cdot V}{h \cdot H} = 1{,}07$$

auszuführen, umsomehr als der vordere Punkt der Mauer nicht genau mit dem Kippunkte übereinstimmt.

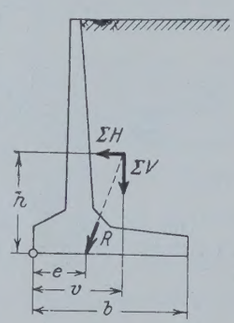
Wie groß der Wert n sein muß, ist von den Annahmen zur Ermittlung der Kräfte abhängig; jedenfalls aber mindestens $n = 1{,}5$. Zusammenfassend läßt sich sagen: Die Formel $n = \frac{v \cdot V}{h \cdot H}$ für den Kippsicherheitsgrad von Stützmauern ist statisch richtig und gibt einen genügenden Begriff von der Standsicherheit der Mauer.

Leipzig, 17. Oktober 1925. Oberingenieur Dipl.-Ing. M. Florides.

IV.

Da nach den Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Craemer der Zweck von n nicht allgemein bekannt zu sein scheint, sei im folgenden kurz darauf hingewiesen.

Daß Statiker sich durch die falsche Bezeichnung „Kippsicherheitsgrad" haben verleiten lassen, diesen besser mit „Kippzahl" benannten Wert n tatsächlich für einen Sicherheitsgrad zu halten, erscheint kaum glaublich.



Aus der Formel $e = \frac{v\Sigma V - h\Sigma H}{\Sigma V}$ und dem Werte $n = \frac{v\Sigma V}{h\Sigma H}$ läßt sich durch einfache Rechnung der Koeffizient

$$\nu = \frac{e}{v} = \frac{n-1}{n}$$

herleiten. Dann ist $e = \nu \cdot v$.

Ferner läßt sich, solange $e < \frac{b}{3}$ ist, für σ_{max} die Formel

$$\sigma_{max} = \frac{2\Sigma V}{3e} = \frac{2\Sigma V}{3v} \cdot \frac{n}{n-1} = \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{n}{n-1}\right] \frac{\Sigma V}{v} = \alpha \cdot \frac{\Sigma V}{v}$$

aufstellen.

Die Werte ν und α gelten für jede beliebige Mauerform und sind in der folgenden Tabelle für verschiedene Werte n zusammengestellt.

n	$e = \nu \cdot v$ ν	$\sigma_{max} = \alpha \cdot \frac{\Sigma V}{v}$ α	Bemerkungen
1,2	0,167	4,00	Meistens unzulässige Bodenpressungen.
1,25	0,200	3,33	
1,3	0,231	2,888	
1,35	0,259	2,571	
1,4	0,286	2,333	
1,45	0,310	2,148	
1,5	0,333	2,000	
1,6	0,375	1,778	
1,7	0,412	1,619	
1,8	0,444	1,5	
1,9	0,474	1,408	
2,0	0,500	1,333	
2,25	0,556	1,200	
2,5	0,600	1,111	
2,75	0,636	1,048	
3,00	0,667	1,0	
3,5	0,714	0,933	Im allgemeinen nur noch für Schwergewichtmauern gültig $e < \frac{b}{3}$.
4,0	0,750	0,889	
5,0	0,800	0,833	

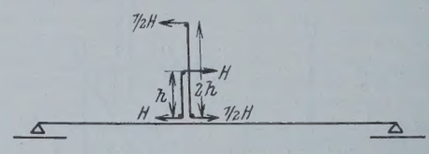
Kennt man also den Wert „n", so kann σ_{max} in sehr vielen Fällen sofort unter Umgehung von e errechnet werden.

Bildet schon der Wert n für den Konstrukteur ein einfaches Hilfsmittel bei der Wahl des Querschnittes und zur eigenen Kontrolle, so erleichtert seine Kenntnis jedem, der Standsicherheitsberechnungen zu prüfen hat, diese Arbeit ungemein; denn jeder geübte Statiker kann aus den Werten n, $\mu = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$ und der Mauerform $\left(\frac{v}{b}\right)$ in wenigen Augenblicken die Standsicherheit einwandfrei beurteilen. Die Berechnung der Kippzahl dürfte sich daher bei jeder Stützmauer empfehlen.

Harburg, Oktober 1925. Dipl.-Ing. Wolter.

Entgegnung des Verfassers zu der Zuschrift I (Schroeter) in der „Bautechnik" 1925, Heft 52, S. 734, und zu den vorstehenden Zuschriften II, III und IV:

Herr Oberingenieur Florides sucht meine ganze Beweisführung in ihrem Kernpunkte zu treffen, indem er den Satz, daß man jedem Kräftesystem zwei entgegengesetzt gleiche Momente hinzufügen darf, ohne den bestehenden Ruhe- oder Bewegungszustand zu ändern, als falsch hinstellt. Er übersieht dabei, daß ein Moment ein Kräftepaar ist, also aus zwei entgegengesetzt gleichen, in einem Abstande voneinander wirkenden Kräften besteht, für die also $\Sigma H = 0$ und $\Sigma V = 0$ ist, und fügt zu seinem System (dort Abb. 1 u. 2) statt, wie von ihm behauptet, zweier entgegengesetzter Kräftepaare zwei ungleiche Horizontalkräfte hinzu. Bei richtiger Anwendung des fraglichen Satzes hätte er (s. die Abbildung) ein Kräftepaar vom Moment $\frac{1}{2} H \cdot 2h = Hh$ und eines vom Moment $H \cdot h = Hh$ hinzufügen müssen, wobei $\Sigma H = 0$ und der Ruhezustand gewahrt geblieben wäre. In meiner Beweisführung, Gl. 2, 3 u. 4 und zugehörige Abbildungen, ist aber nirgends eine Kraft hinzugefügt worden, sondern immer nur entgegengesetzt gleiche Kräftepaare. Die Skepsis gegen diesen Fundamentalsatz ist also durchaus unberechtigt.



Die meisten Einsender bestreiten nun die Beweiskraft des Satzes für die Ablehnung des Kippsicherheitsgrades. Ich darf daher meinen Gedankengang kurz wiederholen: Die Aussage, die mit der Anwendung des Kippsicherheitsgrades gemacht wird, muß auch dann noch dieselbe bleiben, wenn man sie auf ein anderes, aber statisch gleichwertiges System bezieht. Tut sie dies nicht, wie ich im ersten Teil meiner Abhandlung nachgewiesen habe, so sind die ihr zugrunde liegenden Begriffe, hier also der Kippsicherheitsgrad, zur Beurteilung statischer Probleme ungeeignet und daher zu verwerfen. Ich gebe zu, daß die Kippsicherheit um so größer ist, je größer n, doch bestreite ich, daß der Größe n die Bedeutung eines Sicherheitsgrades zukommt; dies wird auch von Herrn Wolter zugegeben. Eben deswegen ist die Berechnung von n aber wertlos und insofern irreführend, als sie falsche Vorstellungen von der Genauigkeit und Bedeutung des Verfahrens erweckt. Die Forderung, $e : b$ nicht zu klein werden zu lassen, der gefühlsmäßig von jedem Konstrukteur Rechnung getragen wird, ist dann mindestens ebensoviel wert und täuscht keine Genauigkeit vor, die nicht vorhanden ist.

Im zweiten Teil meiner Abhandlung und mit der an ihrem Schlusse gegebenen Ungleichung habe ich nichts Endgültiges, sondern nur eine Anregung geben wollen, wie man etwa zu einer zutreffenderen Beurteilung der Kippsicherheit gelangen könnte. Herr Dr. Lydtin hat die Ableitung dieser Ungleichung jedoch völlig mißverstanden: Ich ging von der Annahme aus, daß es möglich ist, einen Winkel φ anzugeben, der so klein ist, daß die Vergrößerung des wagerechten Erddrucks infolge der um φ vergrößerten Wandneigung bedeutungslos wird, und berechnete auf Grund der elastischen Zusammenpressung des Bodens die Größe von e, bei der sich gerade ein φ von der geduldeten Größe ergibt. Wenn man dann wieder φ in E, e usw. ausdrückt, so dreht man sich allerdings „im Kreise", doch soll ja φ ein für allemal auf Grund der Forderung eines nicht merkbar größer werdenden Erddrucks festgesetzt werden. Ob diese Forderung und die daraus abgeleiteten Ungleichungen für die Kippsicherheit genügen, können nur eingehendere Untersuchungen zeigen; den Bedenken des Herrn Florides, obwohl dessen Beispiel ziemlich ungewöhnlich gewählt ist, wäre hierbei Rechnung zu tragen.

Die von Herrn Lydtin in seinen Abbildungen gezeigte Stützungsart ist in Wirklichkeit gar nicht vorhanden und kann daher auch nicht der Ausgangspunkt einer Beurteilung der Kippsicherheit sein. Hierüber bitte ich die Abhandlung von Schröter in „Beton u. Eisen" 1915, S. 292, zu vergleichen. Der Drehpunkt ist nicht die Vorderkante, sondern, wie auch im zweiten Teil meiner Abhandlung gezeigt, der Punkt, wo $\sigma = 0$ ist. Eine endgültige Lösung des Problems darf jedenfalls nicht von willkürlichen Annahmen, sondern nur von den durch die elastische Flächenlagerung gegebenen tatsächlichen Verhältnissen ausgehen.

Dr.-Ing. Craemer.

Wir halten die Frage des Kippsicherheitsgrades nunmehr für ausreichend erörtert und schließen daher die Aussprache.

Die Schriftleitug.

INHALT: Bücherschau. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 5. März 1926. Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke.

Von Stadtbauamtmann **Otto Hartmann**, München.

Einleitung. Bei Niederdruck-Wasserkraftanlagen kommt dem Werkkanal als Hauptteil der Gesamtanlage eine um so höhere Bedeutung zu, je größer der Anteil des Werkkanals an den Kosten der Gesamtanlage ist. Aus dem Bestreben, eine Höchstausnutzung des vorhandenen Gefälles in möglichst hohen Gefällstufen und durch zusammenhängende Ausnutzung größerer Flußabschnitte zu erzielen, ergeben sich bei den neueren Wasserkraftanlagen bedeutende Längenausdehnungen und ziemlich große Querschnittabmessungen der Werkkanäle und damit eine bedeutende Steigerung des Kostenanteils der Kanalanlagen an den Gesamtkosten, die dazu zwingen, beim Entwurf alle die Wirtschaftlichkeit beeinflussenden Umstände zu berücksichtigen und die Kanalanlagen derart auszugestalten, daß sie ihren Zweck — den Turbinen das Triebwasser zuzuführen — unter allen Umständen dauernd und sicher erfüllen können.

Abb. 1. Arbeitsgruppe mit Erdbohrer zur Entwässerung des Geländes hinter der Kanalböschung. Im Hintergrunde rechts Kiesabdeckung zum Schutze der Kanalböschung.
(Stichkanal Hildesheim. Ausführung Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.)

Abb. 2. Rutschstelle am Hang.
(Kanal der Bayerischen Stickstoffwerke A.-G. Ausführung Tiefbau- und Eisenbeton - G. m. b. H., München).

Die Kenntnis der beim Bau und im Betrieb fertiger Kanalanlagen gewonnenen Erfahrungen zur Verwertung beim Entwurf, Bau und Betrieb neuer Anlagen ist um so wertvoller, als die Entwicklung des Wasserkraftausbaues immer wieder neue Aufgaben stellen wird. Die nachfolgende Zusammenstellung von Bau- und Betriebserfahrungen an einigen älteren und neueren Kanalanlagen in Bayern will als Beitrag zur Erkenntnis der technischen und wirtschaftlichen Grundlagen für den Bau und Betrieb solcher Kanäle und als Anregung zur Festlegung und zum Austausch weiterer Beobachtungen und Erfahrungen an fertigen Kanalanlagen gelten.

Abb. 3. Entwässerung eines Rutschhanges (Kanal der Bayerischen Stickstoffwerke, Ausführung Tiefbau- und Eisenbeton - G. m. b. H., München).

Erdkanäle. Bei den älteren Wasserkraftanlagen an den bayerischen Alpenflüssen (Isarwerke, Lechwerke, Südwerk und Uppenbornwerk der Stadt München usw.) wurden fast überall Erdkanäle mit trapezförmigem Querschnitt und einer das Maß von 3 m nicht übersteigenden Wassertiefe ausgeführt.

Die Neigung der seitlichen Böschungen wurde in schwerem Kiesboden im Verhältnis 1 : 1,5, bei leichteren Bodenarten 1 : 2 angenommen. Der Wasserquerschnitt und das Sohlengefälle wurde jeweils so gewählt, daß die Fließgeschwindigkeit sich nicht größer als 1,1 m/Sek. einstellt. Besondere Maßnahmen zur Dichtung dieser Erdkanäle und der in der Regel mit reinem Flußkies und Sand geschütteten Kanaldämmen waren dabei gewöhnlich nicht erforderlich. Die anfangs auftretenden teilweise ziemlich erheblichen Durchsickerungen in den Auftragstrecken hörten nach kurzer Betriebszeit infolge natürlicher Dichtung durch die vom Fluß bei Hochwasser zugeführten und an den Kanalwandungen sich ablagernden Sinkstoffe (Schlik) auf. Dagegen erwies sich mehrfach die Neigung der Kanalwandungen im Verhältnis 1 : 1,5 als zu steil, und zwar da, wo das gelagerte Material im Einschnitt und das Dammschüttmaterial nicht aus grobem Kies bestand. Aus diesem Grunde war man in einigen Fällen genötigt, nachträglich den Fuß der Kanalinnenwandungen durch Senkfaschinen zu stützen; bei den Kanalanlagen des Südwerks I und des Uppenbornwerks der Stadt München hat man sich damit beholfen, die zu steilen Böschungen an der Kanalinnenseite nachträglich durch Faschinendecklagen zu festigen, um eine Querschnittverengung zu vermeiden. Diese Faschinendecklagen sind zwar im Laufe der Zeit abgefault, haben jedoch die Böschung so lange gestützt, bis eine entsprechende Festigung der Dammschüttung eingetreten war.

Wirksamer und zweckmäßiger als eine Faschinendeckung hat sich in vielen Fällen die Abdeckung der Böschung mit einer etwa 30 cm starken Lage Grobkies von etwa Faustgröße bewährt. Eine solche Abdeckung — mit Zwischenschaltung von Längswippen in Höhenabstand von 1 m — gewährleistet auch genügenden Schutz gegen heftigen Wellenschlag, verträgt eine vorübergehende Steigerung der Fließgeschwindigkeit bis etwa 1,7 m/Sek. und ermöglicht eine rasche Entwässerung der Böschungen beim Entleeren des Kanals. Auch zur Verhinderung von Abrutschungen der Kanalböschungen infolge Wasserzudrangs von außen bei höherem Grundwasserstand oder bei Hochwasserführung in dem neben dem Kanal verlaufenden Fluß hat sich die Beschwerung und Abdeckung der Böschung mit einer Grobkieslage als billigste und ausreichende Vorkehrung bewährt.

Bei ungünstiger geologischer Lagerung des Untergrundes muß die Grobkieslage eine größere Stärke erhalten, oder es muß durch andere Maßnahmen — zum Beispiel durch Freilegung und Auspackung von Sickerschlitzen — der Boden hinter der Kanalböschung entwässert werden (Abb. 1, 2 u. 3).

Beim Bau des neuen Kanals der Isarwerke bei Schäftlarn, der auf eine größere Strecke als Hangkanal geführt ist, wurde durch die Ausbaggerung des Kanalprofils am Hangfuß der wasserführende, aus sandigem Letten und Mergel aufgebaute, etwa 50 m hohe Hang in einer Längenausdehnung von etwa 100 m talwärts in Bewegung gesetzt. Durch Ausbaggern des schmierigen Erdmaterials auf 6 bis 10 m Breite hinter der bergseitigen Kanalwandung und sofort nachfolgende Auffüllung mit Kies konnte die Bewegung des Hangs zum Stillstande gebracht und ein dauernder Gleichgewichtszustand erreicht werden.

Bei den in den letzten Jahren an der Isar neu erbauten Kraftanlagen der Stadt München und der Isarwerke A.-G. wurden Erdkanäle mit 4 bis 4,20 m Wassertiefe und einer Dammhöhe bis zu 5 m im Auftrag hergestellt, wobei als Böschungssicherung wieder nur eine Grobkieslage aufgebracht wurde. Die Erwartung, daß trotz der großen Wassertiefe die aus reinem Flußkies geschütteten Kanaldämme sich nach kurzer Betriebsdauer von selbst dichten würden, hat sich bei beiden Anlagen vollkommen erfüllt.

Die Verwendung von reinem, körnigem Flußkies mit natürlicher Beimengung von feinerem Sand hat sich entgegen vielfacher Befürchtungen überall nicht nur als zulässig, sondern als zweckmäßig und vorteilhaft zur Herstellung von Kanal- und Staudämmen gezeigt. Die Durchlässigkeit des Kiesmaterials ermöglicht die unschädliche Abführung des ausgetretenen Kanalwassers sowie die Absenkung der Wasserstandlinie innerhalb des Dammkerns und verhindert dadurch die als „Einsacken“ oder „Wegschwimmen“ bezeichneten Erscheinungen, die als Folge der Durchnässung vielfach bei Dämmen aufgetreten ist, die aus Erdmaterial mit feinen erdigen oder fetten Beimengungen geschüttet sind. Anderseits hat sich gezeigt, daß feine erdige Beimengungen im Dammaterial nicht immer die Wasserundurchlässigkeit des Dammkörpers fördern, weil diese feinsten Beimengungen im durchnäßten schlammigen Zustande schon bei geringer Durchflußgeschwindigkeit des Sickerwassers (8 bis 16 cm/Sek.) mit fortgespült werden, wodurch Setzungen des Dammkörpers verursacht werden.

Zusammenfassend darf nach den Erfahrungen an den älteren bayerischen Kanalanlagen gesagt werden, daß die mit körnigem, reinem Flußkies hergestellten Dämme mit einer der natürlichen Böschungsneigung entsprechenden Breitenabmessung bei tragfähigem Untergrunde sowohl in trockenem als auch in durchnäßtem Zustande gegen einen Wasserdruck bis zur Höhe von 4 m ausreichende Standsicherheit besitzen, daß als Böschungssicherung eine etwa 30 cm dicke Grobkieslage ausreicht und daß dabei besondere Dichtungsmaßnahmen entbehrlich sind, wenn die Zuführung schlickhaltigen Hochwassers in den Kanal möglich ist.

Kanäle mit Betonauskleidung. Etwa seit 1907 wurde an mehreren Anlagen in Bayern und Österreich gleichzeitig damit begonnen, die Werkkanäle mit Beton auszukleiden. Zunächst wurden nur an besonders gefährdeten Strecken (an starken Krümmungen, in der Nähe des Leerschuss s u. dergl.) die Böschungen mit Beton abgedeckt. Nach und nach ist man dazu übergegangen, die Kanalböschungen durchgehend mit Beton abzudecken oder den ganzen benetzten Umfang, also auch die Sohle, mit Beton auszukleiden. Diese Betonauskleidung soll die Zulassung einer größeren Fließgeschwindigkeit (bis zu 1,50 m) und damit eine Beschränkung des Fließquerschnitts ermöglichen, ferner die Rauhigkeit und damit die Gefällverluste vermindern und schließlich die Dichtung der wasserseitigen Flächen des Kanals bewirken bezw. erleichtern. Die wirtschaftlichen Vorteile der Betonauskleidung der Werkkanäle sind in verschiedenen früheren Veröffentlichungen von Ludin[1]), Rümelin[2]) und Hallinger[3]) eingehend dargelegt.

Diese Vorteile kommen besonders zur Auswirkuug dort, wo die geologischen Gelände- und Vorflutverhältnisse die Anwendung von günstigen Querschnittformen mit großen Wassertiefen gestatten und wo brauchbarer Betonkies aus den Einschnittstrecken gewonnen werden kann.

Beim Ausbau der bayerischen Großwasserkraftanlagen in den letzten Jahren wurden fast durchweg die Werkkanäle mit Betonauskleidung ausgeführt. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen mit Betonauskleidung kann zusammenfassend über die Ausführung und die Wirksamkeit der Betonauskleidung folgendes gesagt werden.[4])

Zur Betonierung soll nur reines, sortiertes Kiesmaterial mit genügendem Sandgehalt verwendet werden; das Mischungsverhältnis soll nicht ungünstiger sein als 1 : 4 : 8. Die Dicke der Betonabdeckung wird gewöhnlich 10 bis 20 cm gewählt, wobei an der Sohle und am Böschungsfuß mindestens 20 cm Dicke anzunehmen ist. Traßzusatz ist nicht zu empfehlen; das Aufbringen einer besonderen Putzschicht oder einer Feinschicht zur Dichtung der Oberfläche hat sich nicht bewährt. Während der Abbinde- und Erhärtungszeit muß die Oberfläche des Betons gegen die Einflüsse der Witterung (Sonnenbestrahlung, Wind, Regen) wirksam geschützt werden. Bei Frost muß die Betonierungsarbeit unter allen Umständen eingestellt werden.

Maschinelle Einrichtungen für die Böschungsbetonierung vermeiden die Nachteile der Handarbeit — nämlich Verunreinigung des Betons durch Entnehmen von Erdmaterial aus der Böschung, Entmischung des Betons beim Auftragen, ungenügende Verdichtung des Betons durch unzureichendes Stampfen, Beschädigung des frischen Betons durch Herumtreten auf ihm — und gewähren den Vorteil der Gleichmäßigkeit der aufgebrachten Betonabdeckung und den Vorteil großer Leistungsfähigkeit und damit kürzerer Arbeitszeit (Abb. 4).

Hinsichtlich der Wirksamkeit der Betonauskleidung haben die bisherigen Erfahrungen gezeigt, daß sie die Aufgabe des Böschungsschutzes gegen Wasserangriffe richtig erfüllt — aber nur bei sachgemäßer sorgfältiger Ausführung. Eine schwache Stelle der Betonauskleidung bildet immer die Wasserspiegellinie, die einer besonders sorgfältigen Herstellung und Behandlung bedarf. Häufig werden an der Wasserspiegelgrenze — in Kanalhaltungen mit schwankender Wasserspiegelhöhe im Bereich der Wasserspiegelschwankungen — Betonplatten, die mit besserer Mischung in besonderen Formen fabrikmäßig hergestellt werden, auf den Kanalböschungen verlegt und verfugt in einer Weise, daß bei Beschädigungen einzelne Platten ausgewechselt werden können (Abb. 5). Die Zerstörung der Betonauskleidung an der Wasserspiegelgrenze ist häufig darauf zurückzuführen, daß die Betonauskleidung auf lehmigen Untergrund, ohne Kieszwischenlage aufgebracht wurde. Der durch die dünne Betonschale wirkende Frost ver-

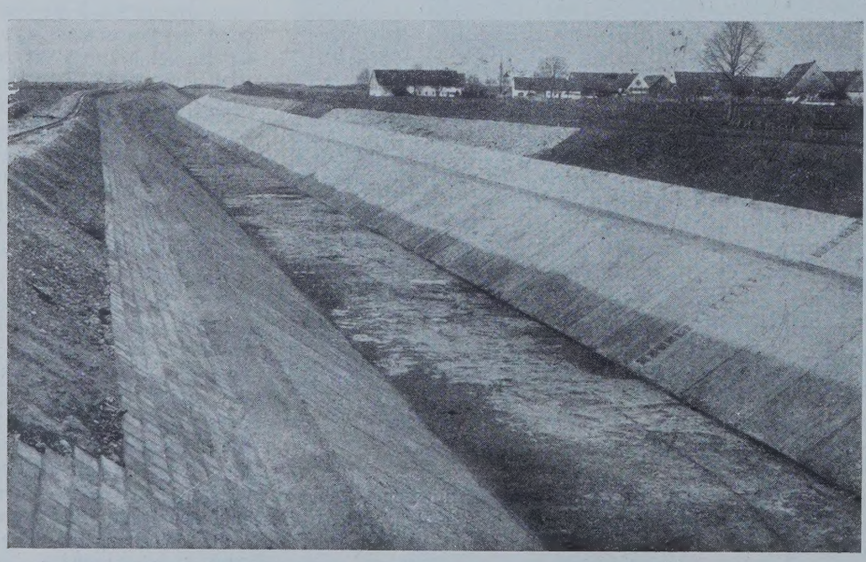


Abb. 4. Betonplattenpflasterung in Wasserspiegelhöhe (Wasserkraftanlage a. d. Iller, Stufe III Unteropfingen. Ausführung Tiefbau- und Eisenbeton - G. m. b. H., München).

[1]) Ludin: „Die Wasserkräfte, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung.“ Verlag von Julius Springer, 1913, 2. Bd., S. 1089.

[2]) Rümelin: „Wasserkraftanlagen.“ Sammlung Göschen, 1913, 1. Bd., S. 80.

[3]) Hallinger: „Die großen staatlichen Niederdruckwasserkräfte in Südbayern.“ Verlag Huber. Dießen 1916. „Höchstausnutzung des Gefälles mit kleinstem Aufwand bei Erschließung unserer Niederdruckwasserkräfte.“ Zeitschr. d. V. d. I. 1917, S. 187.

[4]) Vergl. den Aufsatz: „Die Betonauskleidung der Werkkanäle“ von Oberregierungsrat Dr.-Ing. S. Kurzmann, Vorstandsmitglied der „Mittleren Isar“ A.-G., München, im Wasserkraftjahrbuch 1924; auch in der „Bautechnik“ 1926, Heft 4, S. 45 u. f.

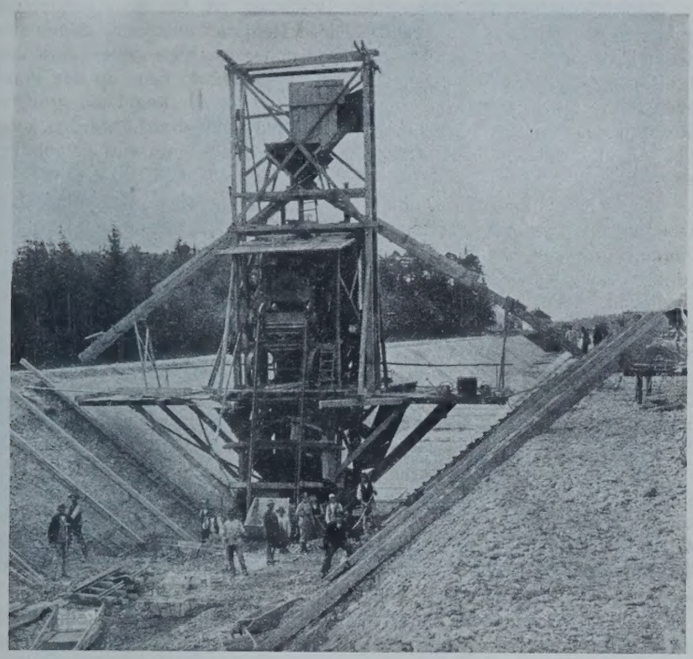


Abb. 5. Kanalbetonierung. (Bayerische Stickstoffwerke, Alzstufe Margarethenberg. Ausführung Tiefbau- und Eisenbeton-G. m. b. H., München).

anlaßt Blähungen in der feuchten Lehmunterlage und führt so zur Zerstörung des Betons. Bei lehmiger und sandiger Unterlage ist die Einbringung einer mindestens 20 cm starken Kieslage auch deshalb nötig, um das Ausspülen des Feinmaterials bei den offenen Fugen zu verhindern und damit sich bei raschem Sinken des Wasserspiegels im Kanal auch das hinter der Betonauskleidung stehende Wasser mit absenken kann; andernfalls würden die Betonplatten auf dem feuchten Lehmuntergrund unter dem Druck des hinter den Platten gestauten Wassers leicht abrutschen.

Inwieweit durch die Betonauskleidung eine dauernde Verminderung der Rauhigkeit erzielt wird, ist schwer zu beurteilen, weil die Erfahrung gezeigt hat, daß die Wandrauhigkeit an Betonauskleidungen im Laufe der Zeit durch Abbröckeln der oberen Beton- oder Schutzschicht, sowie durch Ansatz von Kalkversinterungen, Schlamm und Algen stark zunimmt. Interessant sind die Messungen, die Prof. Forchheimer zur Bestimmung des Rauhigkeitskoeffizienten λ in der Exponentialformel $v = \lambda \cdot R^{0,7} \cdot J^{0,5}$ an verschiedenen Werkkanälen durchgeführt hat.[5])

Prof. Forchheimer hat den Rauhigkeitskoeffizienten für neueren Schalenbeton im Werkkanal Trostberg—Tachterting zu 60,3, dagegen für zehn Jahre alten Beton zu 48,3 und für Erdwandungen (beim Kanal des Uppenbornwerkes) zu 41,8 ermittelt. Der Unterschied in der Größe des Rauhigkeitsgrades zwischen Erdbettung und alter Betonauskleidung ist also nicht groß und läßt es als wahrscheinlich erscheinen, daß bei Werkkanälen mit Wasserquerschnitten größeren Ausmaßes und größerer Wassertiefe der Einfluß der Wandrauhigkeit nicht von sehr großem Einfluß auf die mittlere Durchflußgeschwindigkeit sein wird.

Es ist klar, daß eine mit der geringen Dicke von 10 bis 20 cm aus magerer Mischung und mit Trennungsfugen hergestellte Betonauskleidung bei dem in Kanalprofilen mit großen Wassertiefen gegen die Wandungen wirkenden großen Wasserdrucke nicht dicht hält, sondern, daß die Betonauskleidung nur ein Mittel sein kann, um die Dichtung zu erleichtern und zu beschleunigen. Die vollständige Dichtung wird erst erreicht durch Einschlemmen feiner lehmiger Materialteilchen in die Fugen, Risse und Poren der als Filter wirkenden Betonauskleidung, und zwar geschieht dieses Einschlemmen entweder durch künstliche Maßnahmen oder durch natürliche Selbstdichtung. Als künstliche Maßnahmen kommen hauptsächlich in Anwendung der Anstrich der Betonoberfläche mit Inertol-Siderosthen u. dergl. oder mit einer sehr naß angemachten Mischung aus 1 Teil Zement und 2 bis 3 Teilen Schweißsand und die Anreicherung des Kanalwassers mit gelöstem Lehmbrei. Die billigste und wirksamste Dichtung ist jedoch immer die natürliche Selbstdichtung, die am schnellsten erreicht wird, wenn es möglich ist, die Füllung des neuen Kanals zu einer Zeit vorzunehmen, wo im Mutterfluß Hochwasser herrscht, weil dann das in den Kanal eingeleitete Wasser sehr viel natürlichen Hochwasserschlick mitführt, der sich als das geeignetste Dichtungsmaterial erwiesen hat. Die natürliche Selbstdichtung tritt erfahrungsgemäß nur in rasch fließendem Wasser ein. Mit der Füllung eines Kanals soll daher erst dann begonnen werden, wenn der Wasserdurchfluß durch den ganzen Kanal und mit entsprechender Geschwindigkeit stattfinden kann. Bei steigendem oder sehr langsam fließendem Wasser setzt sich der im Wasser mitgeführte Schlick schon im oberen Kanalende ab, so daß in die unteren Strecken nur klares Wasser kommt. Der Wasserspiegel im Kanal darf daher bei der Füllung nur auf solche Höhe gebracht werden, daß bei Durchfluß der verfügbaren Wassermenge sich mindestens eine Fließgeschwindigkeit von 1 m/Sek. einstellt. Im übrigen muß die Füllung mit größter Vorsicht vorgenommen und die Wassertiefe im Kanal langsam gesteigert werden, so daß eine allmähliche Dichtung von der Sohle nach oben erreicht wird. Bei der Füllung entstehen erfahrungsgemäß Setzungen der Dammauffüllungen und Hohlräume hinter der Betonauskleidung, wodurch größere Wasseraustritte verursacht werden. Zur Vermeidung solcher Fehler müssen nach Möglichkeit schon bei der Dammschüttung entsprechende Vorkehrungen getroffen werden.

Zur Bildung von Hohlräumen hinter der Betonauskleidung geben meist Anhäufungen feinen Sandes an der abzudeckenden Einschnittböschung Veranlassung, die beim Füllen des Kanals durch das Austreten des Sickerwassers fortgeschwemmt werden. Solche Sandnester müssen daher mindestens 50 cm tief ausgestochen und vor Aufbringung der Betonauskleidung mit Kies ausgefüllt werden. In Einschnittstrecken entstehen Setzungen und Hohlräume hinter der Betonauskleidung häufig auch an jenen Stellen, an denen beim Baggern zu tief ausgehoben und nachträglich wieder aufgefüllt wurde. Das beim Löffelbaggerbetrieb gebräuchliche Tieferbaggern — auf der Sohle zur einfachen Unterbringung des beim Schütten in die Transportwagen daneben geschütteten Materials und in den Böschungen zur Erzielung einer steileren Angriffsfläche für den Löffel — muß unter allen Umständen verhindert werden.

Die beim Füllen des Kanals durch Setzungen usw. entstandenen Hohlräume, Risse und klaffenden Fugen müssen zur Erzielung einer vollständigen Abdichtung ausgefüllt und ausgegossen werden; dazu ist natürlich ein mehrmaliges Entleeren und Füllen des Kanals notwendig.

Bei Inbetriebnahme der Kanäle der neueren Großwasserkraftanlagen in Bayern hat sich erwiesen, daß bei sachgemäßem Vorgehen die vollständige Dichtung auch in den im Auftrag gelegenen Kanalstrecken, deren kanalseitige Böschung nur mit einer einfachen Betonauskleidung von 10 bis 20 cm Dicke bewehrt ist, selbst bei großen Wassertiefen in verhältnismäßig kurzer Zeit durch natürliche Selbstdichtung erzielt werden kann.

Lehmdichtung. Die bei Schiffahrtkanälen gebräuchliche Lehmdichtung wurde auch bei den Kanalanlagen der Lechwerke angewandt (Abb. 6). Sowohl bei dem vor etwa 25 Jahren gebauten Kanal Langweid als auch bei der in den Jahren 1919 bis 1923 gebauten Stufe Meitingen (Bauausführung Ph. Holzmann) wurde die Dichtung der Dämme durch Aufwalzen einer 40 cm dicken Lehmschicht auf der wasserseitigen Böschung bewerkstelligt; auf der Lehmschicht wurde eine 30 cm dicke Kiesschicht zum Schutze gegen Ausspülen aufgelegt (Abb. 7d).

Bei den übrigen bayerischen Wasserkraftanlagen wurde diese Bauweise nicht angewandt; hauptsächlich wohl aus dem Grunde, weil Lehm in ausreichender Menge meist nicht zur Verfügung stand und weil diese Dichtungsart in Einschnittstrecken erheblichen Mehraushub bedingt. Wirtschaftliche Vorteile bietet diese Bauweise gegenüber der Betonauskleidung wohl nur dort, wo Lehm im Kanalaushub anfällt und nicht außerhalb der Kanaltrasse gewonnen werden muß.

Formgebung der Kanaldämme. Die Einbringung eines Lehm- oder Betonkernes zur Erzielung der Wasserundurchlässigkeit der Dämme würde bei der großen Längenausdehnung der Werkkanäle einen zu großen Kostenaufwand erfordern.

Abb. 6. Einwalzen der Lehmdichtung auf der Kanalböschung und Sohle (Stichkanal Hildesheim. Ausführung Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim).

[5]) Vergl. Dr. Forchheimer: „Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben größerer Abmessungen." Verlag von Julius Springer, 1923, S. 37 u. 45.

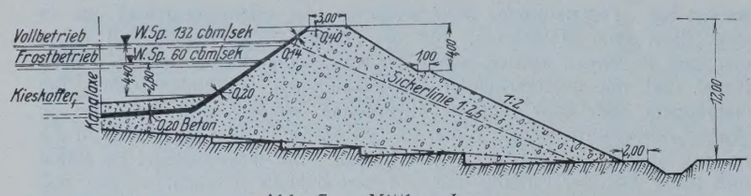


Abb. 7a. Mittlere Isar.

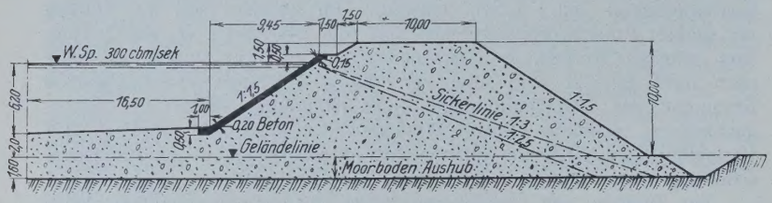


Abb. 7b. Innwerk.

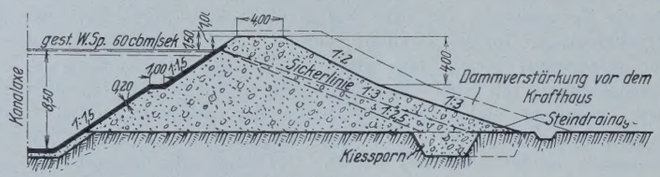


Abb. 7c. Illerstufe Unteropfingen.

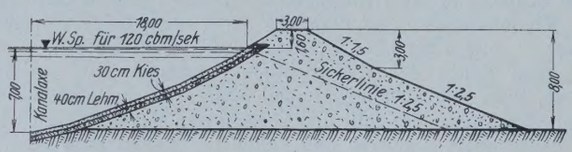


Abb. 7d. Lechwerke, Stufe Meitingen.

Abb. 7a bis d. Querschnitte ausgeführter Kanaldämme.

Bei der Anlage hoher Kanaldämme an den bayerischen Großkraftanlagen wurde deshalb in der Regel die Hauptmasse des Dammes als stützender Teil mit durchlässigem, körnigem Kies- und Sandmaterial geschüttet und eine besondere Dichtungsschicht — meist aus 10 bis 20 cm dickem Beton — an der wasserseitigen Böschung angeordnet.

Die Formgebung der Erddämme an Werkkanälen mit großer Wassertiefe muß selbstverständlich nach den gleichen Grundsätzen geschehen, wie für Staudämme an Talsperren. Die Erkenntnis der Standsicherheit der Erddämme ist aber hinsichtlich der Beschaffenheit und des Inhalts der verschiedenen zur Dammschüttung zur Verwendung kommenden Erdstoffe leider noch nicht so weit vorgeschritten, daß eine einigermaßen ausreichende Theorie als Grundlage für die Bemessung der Erddämme angewendet werden könnte. Man ist daher bis auf weiteres darauf angewiesen, bei der Querschnittgestaltung der Dämme die Empirie in Anspruch zu nehmen und die Erfahrungen bei ausgeführten Dammanlagen zu verwerten. Am einfachsten und übersichtlichsten gestalten sich die Verhältnisse bei Verwendung von körnigem Kies- und Sandmaterial zur Dammschüttung, weil bei diesem Material für die Standfestigkeit in erster Linie die Reibung maßgebend ist. Für die Bemessung von aus solchem Material geschütteten Dämmen geben die in Abb. 7a, b, c, d dargestellten, ausgeführten Querschnitte, die sich im Betriebe als standsicher erwiesen haben, einige Anhaltspunkte.

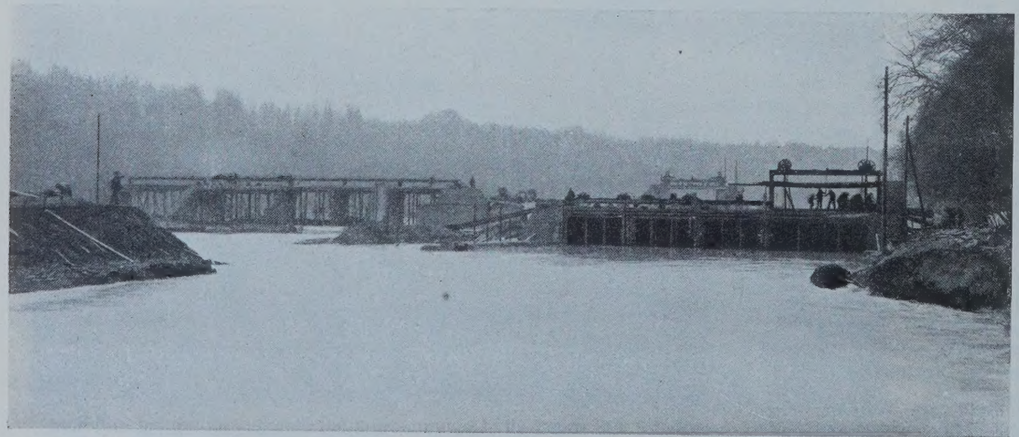


Abb. 8. Südwerk I, München. Hochwassereinbruch in den Kanal am 25. April 1907.

Die Neigung der wasserseitigen Böschung ist bei Betonauskleidung in der Regel mit 1 : 1,5 gewählt. Diese Neigung entspricht dem natürlichen Böschungswinkel des trockenen Kiesmaterials. Eine steilere Böschung zur Einsparung an den Kosten der Betonauskleidung kann in der Praxis nicht hergestellt werden, weil die Böschungen in der Regel auf größeren Strecken liegenbleiben, bis die Betonabdeckung aufgebracht werden kann. Bei reinen Erdkanälen mit einfacher Grobkiesabdeckung wird gewöhnlich eine etwas flachere Böschung mit Neigung 1 : 1,75 bis 1 : 2 gewählt.

Die Überhöhung der Dammkrone beträgt in der Regel mindestens 1 m und ist — wie weiter unten begründet — in der Nähe der Turbineneinläufe bis auf 1,5 m zu erhöhen. Die Dammkronenbreite sollte nicht geringer als 3 m ausgeführt werden. Die rückwärtige Böschung ist so anzulegen, daß eine in der Neigung von 1 : 2,5 bis 1 : 3 angenommene Sickerlinie bis zum Dammfuß innerhalb des Dammkörpers bleibt; danach ergibt sich für die landseitige Böschung eine von der Dammkrone nach unten immer flacher werdende Neigung, die an der Dammkrone mit der dem Material entsprechenden natürlichen Böschungsneigung etwa 1 : 1,5 beginnt und nach unten allmählich oder stufenweise sich bis zu einem Neigungsverhältnis 1 : 2,5 bezw. 1 : 3 abflacht.

Zur unschädlichen Abführung des an der landseitigen Dammböschung anfänglich austretenden Sickerwassers muß dort der Böschungsfuß mit einer Grobkieslage oder Steinrollierung versehen werden; das hierzu nötige Material ist durch Ausscheiden der größeren Steine aus dem Dammschüttmaterial zu gewinnen; durch diese Ausscheidung der größeren Steine wird gleichzeitig die Bildung von Kiesnestern im Damm verhindert.

Damit zwischen dem Untergrund und dem Dammkörper keine Gleitfläche entsteht, die zu gefährlichen Durchsickerungen Veranlassung geben und unter Umständen eine Fortbewegung des Dammes begünstigen könnte, ist es zweckmäßig, nach Abhub der Humusdecke im Dammlager Längsfurchen auszuführen, die je nach Höhe des Dammes bis 1 m Tiefe reichen. Wo der Untergrund aus feinem Sand (Schlick) besteht und aus Kostengründen nicht bis zum gewachsenen Kiesboden unter dem Dammlager ausgehoben werden kann, muß am landseitigen Dammfuß ein sogenannter Kiessporn — wie in Abb. 7c ersichtlich — bis in den gewachsenen Kiesuntergrund hinabreichend eingebaut werden, um ein Herausquetschen oder Ausfließen des durchnäßten Untergrundes zu verhindern; dabei muß auf der Wasserseite entweder in gleicher Weise ein Kiessporn angelegt oder eine bis in den gewachsenen Kies hinabreichende Dichtungsschicht auf Kiesunterlage hergestellt werden. Bei Anwendung dieser Vorsichtsmaßregel hätte seinerzeit beim Bau der Kanalanlage des

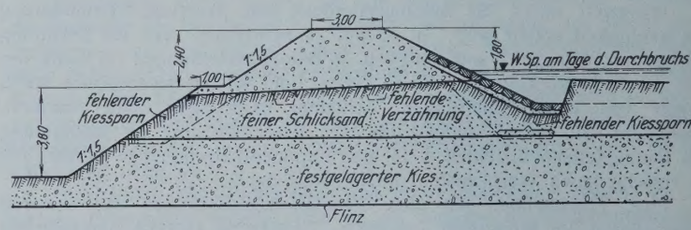


Abb. 9. Südwerk I, München.
Querschnitt des Kanaldammes an der Durchbruchstelle.

städtischen Südwerkes I der Stadt München der Einsturz einer etwa 40 m langen Strecke des in Abb. 8 u. 9 dargestellten Kanals und Hochwasserdammes bei einer nur mäßigen Steigung des Flusswasserspiegels und der Einbruch des Hochwassers in den nahezu fertigen, aber noch nicht gefüllten Werkkanal hinter den Einlaßschleusen wahrscheinlich verhindert werden können.

Bei Anordnung eines Kiessporns am Dammfuß kann in vielen Fällen auf die Anlage von Sickergräben neben dem Dammfuß, die immer die Standfestigkeit des Dammes beeinträchtigen, verzichtet werden; auf jeden Fall genügen dann Gräben kleineren Querschnitts zur Abführung des im Dammfuß austretenden Sickerwassers, weil ein großer Teil von Sickerwasser durch den Kiessporn ins Grundwasser abgeführt wird.

Wo der Untergrund sehr weich und sehr wenig widerstandsfähig ist, muß der ganze Damm einschließlich des Kiessporns an seinem Fuß bis zur Dammkrone hinaufreichend verstärkt und gleichzeitig auch die Berme zwischen dem Entwässerungsgraben und dem Dammfuß entsprechend verbreitert werden.

Bei der Schüttung der Kanaldämme muß immer im Auge behalten werden,

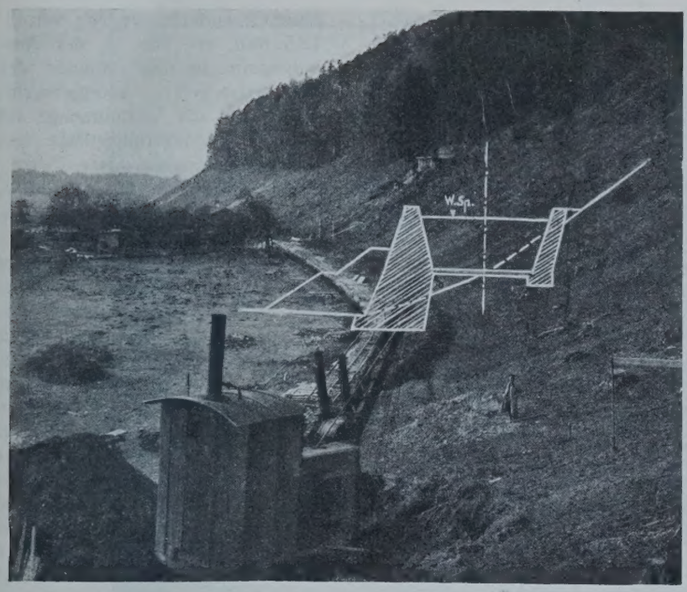


Abb. 10. Ansicht der verlassenen Hangkanalstrecke (Bayerische Stickstoffwerke, Stufe III a. d. Alz).

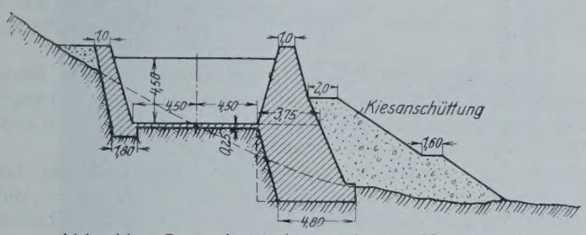


Abb. 11. Querschnitt des geplanten Hangkanals (Bayerische Stickstoffwerke, Stufe III a. d. Alz).

daß diese Dämme nicht nur zur Unterbringung des Aushubmaterials der Abtragstrecke dienen, sondern daß diesen Dämmen die Bedeutung wichtiger selbständiger Bauwerke zukommt. Es ist daher eine wichtige Aufgabe der Bauleitung, für sachgemäßes Vorgehen bei der Dammschüttung mit allen Mitteln Sorge zu tragen. Zur Erzielung einer guten Verbindung und Zusammenpressung des Dammschüttmaterials im Dammkörper sind bei Verwendung von Kies und Sand besondere Vorkehrungen durch Walzen, Rammen usw. nicht erforderlich, wenn die Dammschüttung in wagerechten Lagen von nicht mehr als 1 m Höhe stattfindet und die einzelnen Schüttlagen jeweils in ihrer ganzen Breite durch die schweren Bauzüge befahren werden. Bei der Dammschüttung ist also besonders darauf zu achten, daß das Kippgleis tatsächlich auf jeder Lage über deren ganze Breite verschoben wird und daß nicht das Kippgleis nur in der Dammitte hochgehoben und von der Mitte aus nach beiden Seiten aus größeren Höhen gekippt wird, weil bei dieser Art der Schüttung die großen schweren Steine alle nach unten in das Dammlager kommen und dort eine Sickerschicht bilden, während die leichteren sandigen Beimengungen oben bleiben.

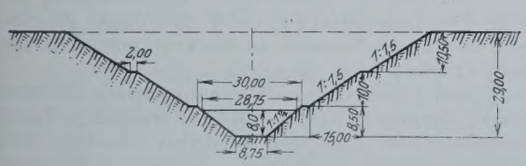


Abb. 13. Kanalquerschnitt im 29 m tiefen Einschnitt bei Rausching (Innwerk).

Eine dichte Lagerung des Dammkörpers kann auf einfache Weise durch Füllen und Anstauen des Kanals erzielt werden. Wo dies vor Aufbringung der Dichtungsschicht möglich ist, sollte von dieser Möglichkeit immer Gebrauch gemacht werden. Andernfalls sollte wenigstens bei lange andauernder Trockenheit jede Dammschüttlage ausgiebig mit Wasser besprengt werden.

Bei derart sachgemäßem Vorgehen können größere Setzungen der Dämme bei Füllung der Kanäle verhindert und damit die rasche Dichtung der Dämme wesentlich erleichtert werden.

Die große Bedeutung, die der Kenntnis der Wasserdurchlässigkeit von Kies- und Sandmaterial, sowie der Abdichtungsmöglichkeit von aus solchem Material hergestellten Kanaldämmen zukommt, hat die Kommission für Abdichtung des Schweizer Wasserwirtschaftsverbandes veranlaßt, im Jahre 1923 in der Versuchsanstalt Manegg einen neuen Versuchsapparat aufzustellen, um das Durchflußgesetz und die Durchlässigkeitskonstanten für den Durchfluß des Wassers durch verschiedene Kies- und Sandmaterialien bei verschiedenen Druckhöhen kennen zu lernen.[6])

Mit diesem Apparat können jene Geschwindigkeiten des durchfließenden Wassers ermittelt werden, bei denen lehmige oder andere Beimischungen zum Wasser in den verschiedenen Materialien abgelagert werden, bei denen also die Selbstdichtung eintritt. Außerdem ermöglicht dieser Apparat die Ermittlung jener Wassergeschwindigkeiten, bei denen die feineren Bestandteile aus dem Versuchsmaterial ausgeschwemmt werden; die Kenntnis der letztgenannten Geschwindigkeiten ist für das Entwerfen von Dämmen auf durchlässigem Untergrund von großer Bedeutung. Die Abdichtungskommission übernimmt die Ausführung von Versuchen mit ganz bestimmten Materialien auch im Auftrage von Interessenten und gibt damit die Möglichkeit, vor Ausführung von neuen Kanalanlagen sich wertvolle Unterlagen für zweckmäßige Verwendung des verfügbaren Erdm terials bei Herstellung der Kanaldämme und für die Formgebung der Kanaldämme zu verschaffen.

Linienführung der Kanäle. Bei der Linienführung der Werkkanäle muß ebenso wie bei der Querschnittgestaltung in erster Linie auf größte Betriebssicherheit Bedacht genommen werden, weil Schäden, die an der Kanalanlage auftreten, nur bei gleichzeitiger Unterbrechung des Betriebes im Kraftwerk behoben werden können und weil außer den Instandsetzungskosten dabei noch die in weit höherem Maße ins Gewicht fallenden Unkosten für den Ausfall der Krafterzeugung entstehen. Bei Wasserkraftanlagen, deren Kanäle unmittelbar neben dem Flußlauf oder in dessen nächster Nähe geführt sind, haben sich bei der Bauausführung wie im Betrieb verhältnismäßig wenig Schäden und Unzuträglichkeiten gezeigt, die länger andauernde Betriebsunterbrechungen zur Folge hatten. Wo solche Schäden vorgekommen sind, waren sie auf unzureichende Bewehrung und Überhöhung der Kanaldämme gegen Hochwasser oder auf Fehler bei der Schüttung der Kanaldämme auf sandigem Untergrund (Alluvialboden) zurückzuführen.

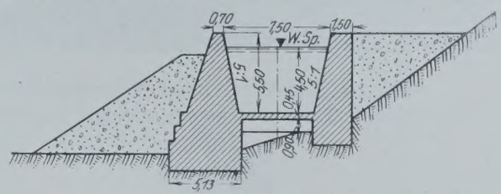


Abb. 12. Querschnitt des zerstörten Hangkanals (Alzwerke).

Ungünstige Erfahrungen wurden mehrfach mit Hangkanälen gemacht. Beim Bau der Stufe III der Bayerischen Stickstoffwerke an der Alz mußte die Trasse des im Bauentwurf vorgesehenen Hangkanals während der Bauausführung wegen Hangrutschgefahr aufgegeben und der Kanal in günstigeres Gelände — in 10 m tiefen Einschnitt — verlegt werden (Abb. 10 u. 11).

Ein lehrreiches Beispiel dafür, welche umfangreichen Schäden sich bei Anlage solcher Hangkanäle auch noch nachträglich einstellen können, bietet der Unfall im Kanal der Alzwerke im April 1924.[7])

Zur Wiederherstellung des auf eine Strecke von 200 m durchbrochenen betonierten Kanalgerinnes war eine Bauzeit von etwa 20 Wochen und ein bedeutender Kostenaufwand notwendig; weitaus größer ist der Schaden, der durch den Energieausfall von 40 000 PS auf die Dauer der Instandsetzungsarbeiten entstanden ist (Abb. 12).

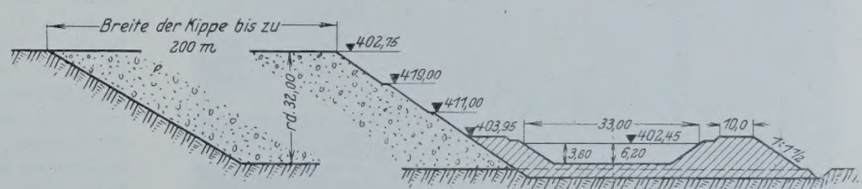


Abb. 14. Querschnitt des Kanals und der 32 m hohen Kippe in der Auftragstrecke oberhalb Rausching (Innwerk).

Auf Grund der ungünstigen Erfahrungen an Hangkanälen wurden beim Bau der neuen Wasserkraftanlagen in Bayern überall Hangkanäle vermieden. Anderseits hat man sich nicht gescheut, zur Gewinnung größerer Gefällstufen die Kanäle außerhalb des Flußtales in tiefen Einschnitten und in hohem Auftrage anzulegen. Beim Innwerk sind längere Kanalstrecken mit Einschnittstiefen bis zu 29 m Tiefe und Auftragstrecken mit Dammhöhen bis zu 11 m hergestellt worden (Abb. 7b, 13 u. 14).

[6]) S. Bericht der Kommission für Abdichtungen des Schweizer Wasserwirtschaftsverbandes im Heft 5 der „Schweizer Wasserwirtschaft“ 1924.

[7]) Bericht darüber in der „Wasserwirtschaft“, München 1923, Heft 9 u. 10.

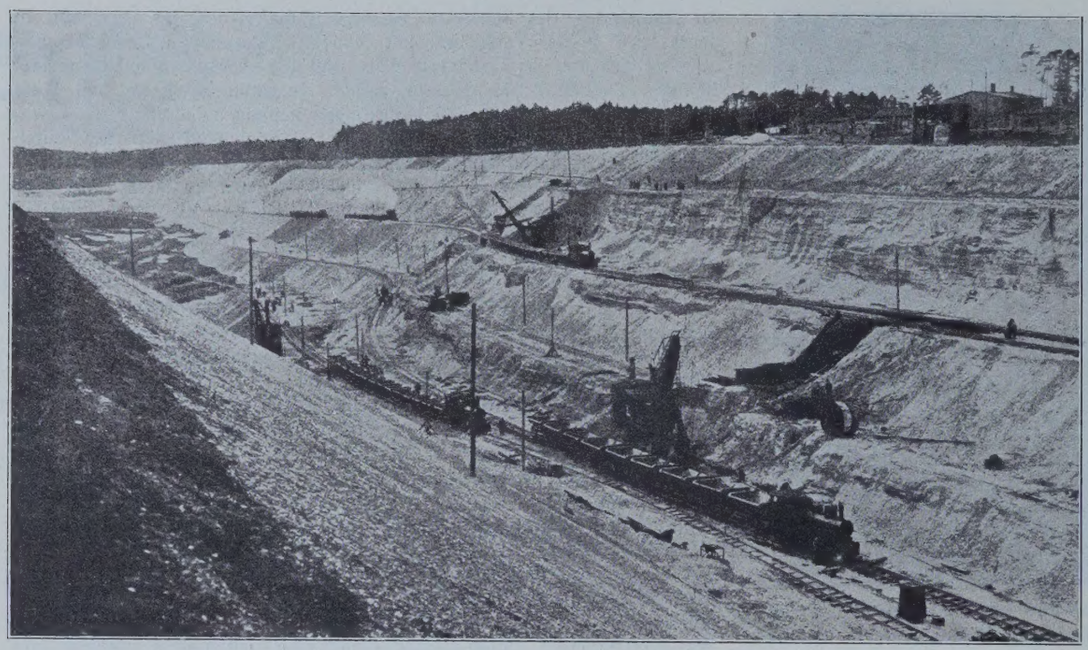


Abb. 15. Übergang des Kanalprofils vom Einschnitt in den Auftrag. Im Hintergrunde die Kippe.

Bei der Mittleren Isar wurden Einschnitte bis zu 22 m Tiefe und Dämme bis zur Höhe von 12,50 über Gelände ausgeführt (Abb. 7a).

Gegenüber der Forderung nach größter Sicherheit der Linienführung und der Erzielung hoher Gefällstufen tritt bei den neueren Kanalanlagen das Streben nach Massenausgleich zurück. Beim Innwerk wurde bei einer Gesamterdbewegung von rd. 13,5 Mill. m³ nur $^1/_5$ der Aushubmenge in den Dämmen der Auftragstrecken untergebracht, während $^4/_5$ der Aushubmenge auf besondere Ablagerungsplätze verfahren wurde (Abb. 15).

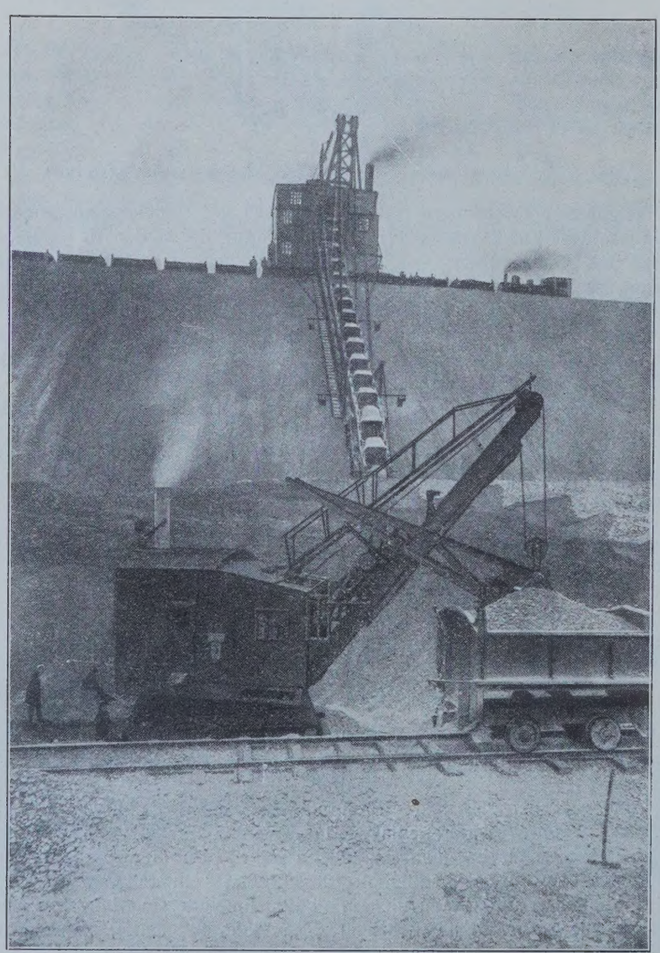


Abb. 16. Eimerkettenbagger mit 400 l Eimerinhalt; größte Baggertiefe 17,75 m; erzielte Leistung 10 000 m³ in 24 Std. Löffelbagger mit 400 l Eimerinhalt; erzielte Leistung 3000 m³ in 24 Std.; eiserner Flachboden-Selbstentlader 5,3 m³ Inhalt (Innwerk, Baustelle Los IV, Ausführung Polensky & Zöllner, München).

Arbeitsbetrieb. Die Herstellung der langen, für größere Wasserführung bemessenen Kanäle der neueren Großkraftanlagen erforderte umfangreiche Erdmassenbewegungen und die Verarbeitung großer Betonmengen für die Auskleidung der Kanalprofile. So war beim Innwerk auf eine Kanallänge von 20 km eine Erdbewegung im Umfange von 13,5 Mill. m³ und bei der Mittleren Isar im ersten Ausbau (drei Kraftstufen) auf 39 km Kanallänge eine Erdbewegung von 6,8 Mill. m³ erforderlich. Zur Betonierung der Sohle und Böschungen war beim Innwerk eine gesamte Betonmenge von 250 000 m³ und bei der Mittleren Isar 200 000 m³ (für 1,250 Mill. m² Fläche) herzustellen.

Wegen der außergewöhnlich hohen Baukosten mußte die Bauzeit für diese Kanalanlagen zur Verringerung der Bauzinsen und zur Ermöglichung der baldigen Inbetriebnahme auf das äußerste Maß herabgesetzt und daher der Baubetrieb mit allen Mitteln beschleunigt werden.

Beispielsweise wurden in Los IV der Kanalanlage des Innwerks (Ausführung Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky & Zöllner, München) die Erdmassen durch drei Eimerkettenbagger und sieben Löffelbagger bewältigt, wobei den Eimerkettenbaggern die oberste Schicht bis zu 18 m Höhe zugewiesen war, während die Löffelbagger die unteren 12 bis 15 m in einzelnen Abschnitten zu lösen und zu laden hatten. Die Höhen der einzelnen Löffelbaggerschnitte richteten sich nach den Abtransportmöglichkeiten und dem teilweise störenden hohen Grundwasserstande.

Wenn die Verhältnisse es irgendwie zuließen, wurde darauf gesehen, daß Kippe und Bodenentnahme auf ungefähr gleicher Höhenkote lag; damit war es gegeben, die Kippe in vier Staffeln übereinander anzulegen, genau so wie die Bodenentnahme in Staffeln vor sich ging.

Der dadurch gewonnene Vorteil, verlorene Steigungen zu vermeiden, kam natürlich nur zur Geltung, wenn auch die Transportgleise ungefähr wagerecht durchgeführt wurden. Die Unterbringung der Gleise in die tiefen und schmalen Einschnitte war vielleicht die schwierigste Aufgabe bei der Bewältigung der Erdtransporte.

Wegen der kurzen Bauzeit wurde in drei durchgehenden Schichten Tag und Nacht gearbeitet. Als Beispiel, welche Leistungen mit den modernen Geräten erreicht wurden, sei angeführt, daß ein 400-l-Eimerkettenbagger als Höchstleistung in 24 Stunden nahezu 10 000 m³ bewältigte, während die gesamte Höchstleistung in Los IV 19 000 m³ in 24 Stunden betrug, die Gesamtleistung von 4,9 Mill. m³ Erdbewegung in diesem Los wurde in einer Arbeitszeit von 30 Monaten bewältigt (Abb. 15, 16 u. 17). — Als eine der schwierigsten zur Ausführung gelangten Strecken ist die 8 km lange Strecke in Los VI und VII des Innwerkkanals zu bezeichnen, in der sich Bauwerk an Bauwerk reihte (Ausführung Bauunternehmung Leonhard Moll, München).

Nicht weniger als drei Eisenbahnlinien waren zu kreuzen und hierfür Brücken zu erbauen, darunter die große gewölbte dreigleisige Eisenbahnbrücke aus Stampfbeton im Zuge der Bahnlinien München—Simbach—Wien, die allein 10 000 m³ Betonmassen erforderte. Außerdem mußten noch drei Bezirkstraßenbrücken, eine Industriebrücke und vier Feldwegbrücken erbaut werden. — In der kurzen Bauzeit von kaum $2^1/_2$ Jahren waren in dieser Strecke zu tätigen:

Gesamterdbewegung in den zwei Losen . .	3 500 000 m³
Gesamtbetonmassen	120 000 „
hiervon allein für Kunstbauten	25 000 „
für Verkleidung der Kanalsohle und Böschung	95 000 „

An Großgeräten zur Bewältigung dieser Arbeiten waren eingesetzt:
1 Buckauer Großbagger Typ. D f. bis zu 20 m Baggertiefe,
3 Lübecker Eimer-Trockenbagger Typ. B,
2 desgl. Typ. C,
5 Löffelbagger und mehrere Krane und Greifbagger,
33 Lokomotiven,
600 Kastenkippwagen,
50 km Transportgleis, verschiedene Betonmischmaschinen u. sonstige Geräte.

Abb. 17. Oberwasserkanal im Auftrag Größte Dammhöhe 11 m, Sohlenaufschüttung 4 m, Sohlenbreite 33 m, rechts im Hintergrunde: Kippe, Abladeort für 4,9 Mill. m³ Aushubmassen. Links unten: Entlastungsbauwerk zur Abführung von 125 m³/Sek. (Innwerk, Baustelle Los IV, Ausführung Polensky & Zöllner, München.)

In zwei großen neuzeitlich eingerichteten Werkstätten wurden die gesamten, auf der Baustelle anfallenden Ausbesserungen ausgeführt.

Der Betrieb wurde größtenteils in ununterbrochener Tag- und Nachtschicht durchgeführt, und zwar wurden durchschnittlich 1500 Arbeiter beschäftigt (Abb. 18 u. 19).

Die besonderen Umstände, unter denen die Betonauskleidung auf den langen Strecken der Werkkanäle hergestellt werden mußte (ständige Verschiebung der Baustelle usw.), haben Veranlassung gegeben, die Betonierung mittels fahrbarer maschineller Einrichtungen auszuführen, die die Nachteile des bisher üblichen Verfahrens — bei dem der beigefahrene Beton mittels Schüttrinnen auf die Böschung geschüttet, ausgebreitet und anschließend von Hand gestampft wird — vermeiden und die Kosten bedeutend vermindern. Beim Ausbau der Mittleren Isar wurden zwei im Prinzip gleichartige Einrichtungen ausgebildet und erstmals angewendet, bei denen der Beton mittels eines fahrbaren Trichters auf der abzudeckenden Böschung ausgebreitet und dann gewalzt wird (Abb. 20 u. 21). Beide Systeme haben sich in der Praxis gut bewährt; es wurden damit Tagesleistungen bis zu 1000 m² in achtstündiger Schicht erzielt, wobei 35 Mann beschäftigt waren.

Die Koppenhoferssche Einrichtung[8]), die auch bei anderen Kanalanlagen angewendet wurde, hat den Vorteil, daß sie mit den üblichen Werkstatteinrichtungen auf jeder Baustelle behelfsmäßig und mit geringen Kosten hergestellt werden kann.

Sicherheitseinrichtungen. Wo durch eine Kanalanlage mehreren hintereinandergereihten Kraftwerken das Triebwasser zugeführt wird, sollte aus Sicherheitsgründen nach Möglichkeit von jeder Kanalhaltung aus eine Ausleitung zum Fluß angelegt werden, so daß es möglich ist, bei einer den Wasserdurchfluß unmöglich machenden Störung in dem unteren Werk die oberen Werke in Betrieb halten zu können. Diese Zwischenausleitungen sind so anzulegen, daß auch bei Hochwasser im Fluß noch eine Wasserabführung möglich ist. Bei Kraftanlagen, deren Kanäle in der Nähe des Flusses geführt werden und die aus wirtschaft-

[8]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 5, S 62 u. 63.

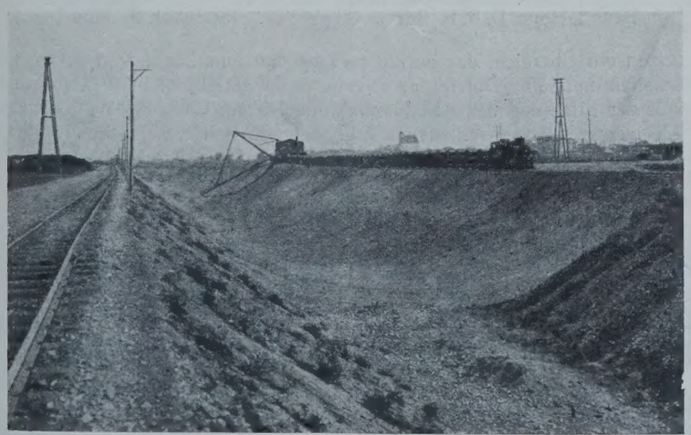


Abb. 18. Eimerkettenbagger-Betrieb (Innwerk, Baustelle Los VI u. VII, Ausführung L. Moll, München).

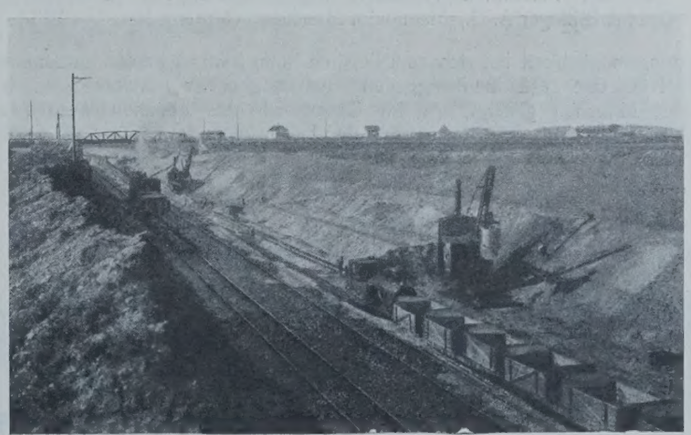


Abb. 19. Löffelbagger-Betrieb (Innwerk, Baustelle Los VI u. VII, Ausführung L. Moll, München).

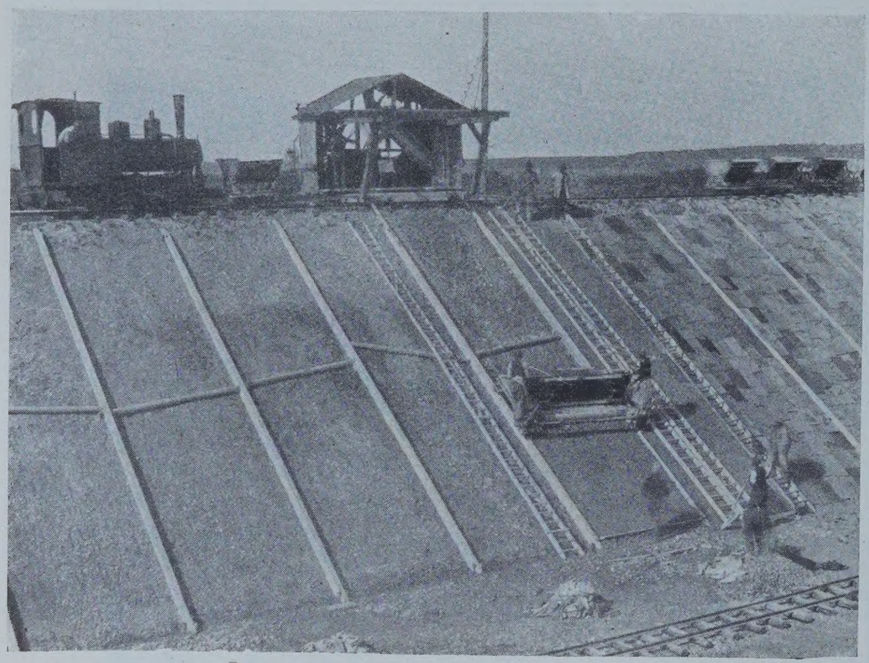


Abb. 20. Maschinelle Kanalböschungsbetonierung nach Bauweise Koppenhofer. (Wasserkraftanlage a. d. Iller, Stufe III, Unteropfingen. Ausführung Tiefbau- und Eisenbeton - G. m. b. H., München.)

lichen Gründen meist stufenweise nacheinander ausgebaut werden, ist dazu nur die Herstellung einer Absperrschleuse quer durch den Kanal und einer Auslaßschleuse notwendig, die zweckmäßig am jeweiligen Ende der Ausnutzungsstrecke eingebaut wird. Der Wert einer solchen Aus-

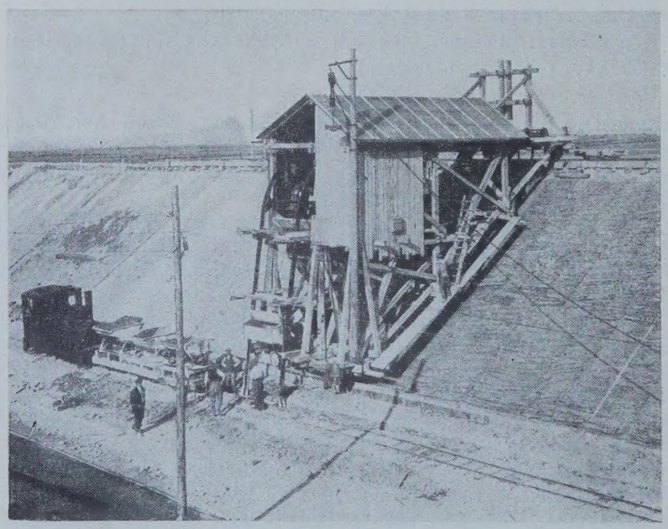


Abb. 21. Maschinelle Kanalböschungsbetonierung nach Bauweise Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim-München. (Mittlere Isar, Los VIII.)

leitungsmöglichkeit hat sich zum Beispiel beim Isarhochwasser im Sommer 1924 bei den zusammenhängenden Kanalanlagen der Isarwerke und der Stadt München gezeigt, als im Oberwasser des obersten Werkes in Höllriegelskreuth der Kanaldamm durch Hochwasser überströmt wurde und das Hochwasser in den Kanal eindrang, so daß im Kanal annähernd 200 m³/Sek. statt der normalen Wassermenge von 60 m³/Sek. abgeführt werden mußten. Während in den Kraftwerken und in den Kanalanlagen der Isarwerke durch das eingedrungene Hochwasser erhebliche Schäden und eine längere Zeit andauernde Betriebsunterbrechung verursacht wurden, konnten die anschließenden drei Werke der Stadt München ohne Unterbrechung auch während des Hochwassers weiterbetrieben und vor großem Schaden bewahrt werden, weil es möglich war, am Anfang der Ausnutzungsstrecke der städtischen Werke mit Hilfe der dort vorhandenen Schleusen den größten Teil des eingedrungenen Hochwassers in den Fluß zurückzuführen. Ohne diese Möglichkeit wären nicht nur bei den städtischen Kraftanlagen, sondern auch auf dem benachbarten bebauten und bewohnten Gelände unabsehbare Schäden entstanden.

Bei Kraftanlagen mit langen Kanalstrecken ergibt sich wegen der durch die großen Entfernungen bedingten Unübersichtlichkeit der Strecke ferner die Notwendigkeit der Anordnung selbsttätiger Entlastungsanlagen. Hinter dem Kanaleinlauf ist eine Entlastungsanlage notwendig, um das bei rasch ansteigendem Hochwasser durch den Kanaleinlauf etwa zugeführte Mehrwasser sofort wieder unschädlich auszuleiten; bei den Kraftwerken fällt solchen Entlastungsanlagen die Aufgabe zu, bei plötzlichem Abstellen der Turbinen die Schwallwelle abzufangen und das von oben zufließende Wasser unschädlich ins Unterwasser abzuführen, unzulässige Überstauungen oder Überflutungen der Dämme im Oberwasser zu verhindern. Selbsttätige Entlastungsanlagen sind ferner notwendig vor Bauwerken (Stollen, Troggerinnen, Kanaleinschnürungen usw.), die eine Erhöhung des normalen Kanalstaues nicht vertragen. Als wirksamste und zuverlässigste selbsttätige Entlastungsanlage hat sich der Saugheber D. R. P. Bauart Heyn bewährt; nach dieser Bauart wurden unter anderen bei den Südwerken II und III der Stadt München, bei den Alzwerken, beim Innwerk und bei der Mittleren Isar Entlastungsanlagen bis zu 125 m³/Sek. Schluckfähigkeit angelegt (Abb. 22, 23, 24).

Die Kosten für den Einbau solcher Saugheber sind weit geringer als jene für die Anlage von Eichüberfällen gleicher Leistungsfähigkeit. Die beim Südwerk II der Stadt München eingebauten Heber (Abb. 22) er-

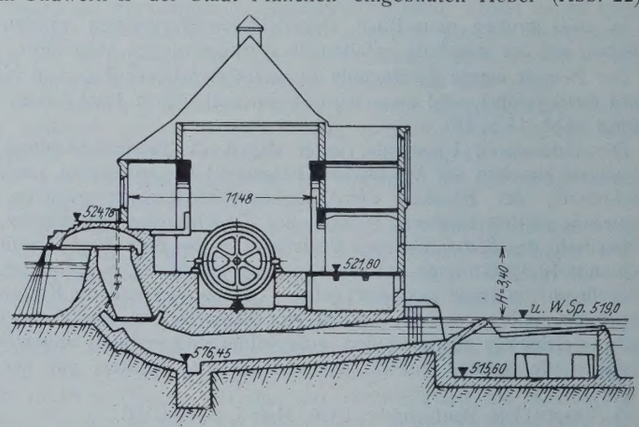


Abb. 22. Entlastungsanlage am Kraftwerk: 2 Saugheber, Bauart Heyn D. R. P., für je 30 m³/Sek. (Südwerk II, München.)

setzen ein Übereich, das bei 20 cm Überstau eine Länge von 330 m hätte erhalten müssen. Durch den Hebereinbau entfällt auch die Notwendigkeit der Erhöhung der Kanaldammkrone bis auf Höhe der Wehrwage, die bei langen Oberwasserkanälen erhebliche Kosten verursachen und dazu

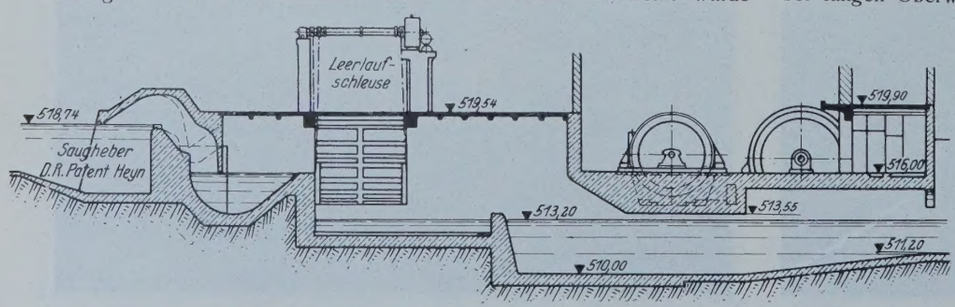


Abb. 23. Entlastungsanlage am Krafthaus. Saugheber, Bauart Heyn D. R. P., für 35 m³/Sek. (Südwerk III, München).

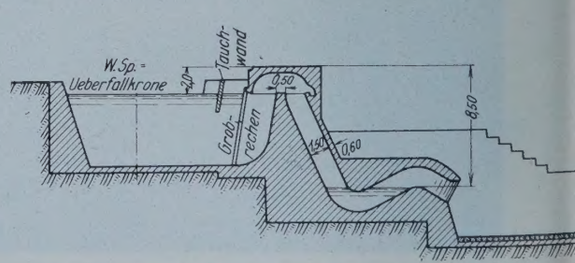


Abb. 24. Saugheber, Bauart Heyn, als Entlastungsbauwerk bei Kanalkm 5,5 (Alzwerke).

keineswegs eine ausreichende Maßnahme sein würde, um eine Überflutung der Kanaldämme durch die beim plötzlichen Abstellen der Turbine rücklaufende Stauwelle zu verhindern. Versuche mit den Hebern beim Südwerk II haben gezeigt, daß beim plötzlichen Abstellen der Turbine die Heber sogleich voll anspringen, daß aber trotzdem noch eine Schwallwelle von 1 m Höhe entsteht, deren Scheitel jedoch unschädlich wasseraufwärts verläuft, wobei nach Durchgang des Wellenscheitels im Kanalprofil vor dem Hebereinlauf sich eine Erhöhung des normalen Wasserspiegels um 15 bis 20 cm einstellt. In der Nähe der Krafthäuser wäre danach auch bei Vorhandensein einer Entlastungsanlage aus Sicherheitsgründen die Dammkrone auf rd. 1,50 m über höchstgestauten Wasserspiegel zu legen.

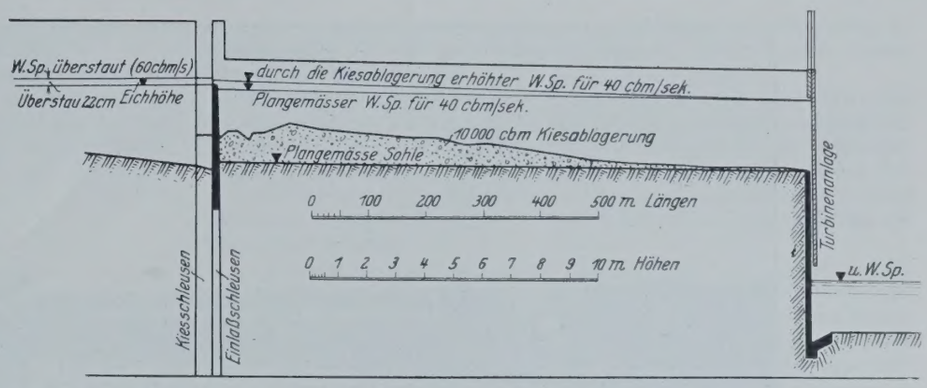


Abb. 25. Kiesablagerung in einem Werkkanal (Längenschnitt).

Bei auftretenden Schäden oder Dammbrüchen an einem Kanalgerinne kommt es darauf an, möglichst rasch den Wasserzulauf zu der gefährdeten Kanalstrecke zu sperren und zu diesem Zwecke die Kanaleinlaufschleuse möglichst rasch zu schließen. Die maschinelle Einrichtung der Kanal- und Wehreinlaßschleusen muß daher eine rasche Bewegung der Schützen ermöglichen. Bei vielen Wehr- und Kanalanlagen wird die Bewegung der Schützen Feld für Feld nacheinander mittels eines fahrbaren Motors betätigt; bei Gefahr im Verzuge hat sich diese Einrichtung in vielen Fällen als nicht ausreichend gezeigt — aus Sicherheitsgründen sollte daher jedes Schützenfeld an den Wehr- und Kanaleinlaufschleusen mit einem besonderen Antriebmotor ausgerüstet werden, desgleichen jedes Schützenfeld an den Absperr- und Auslaßschleusen in den einzelnen Kanalhaltungen.

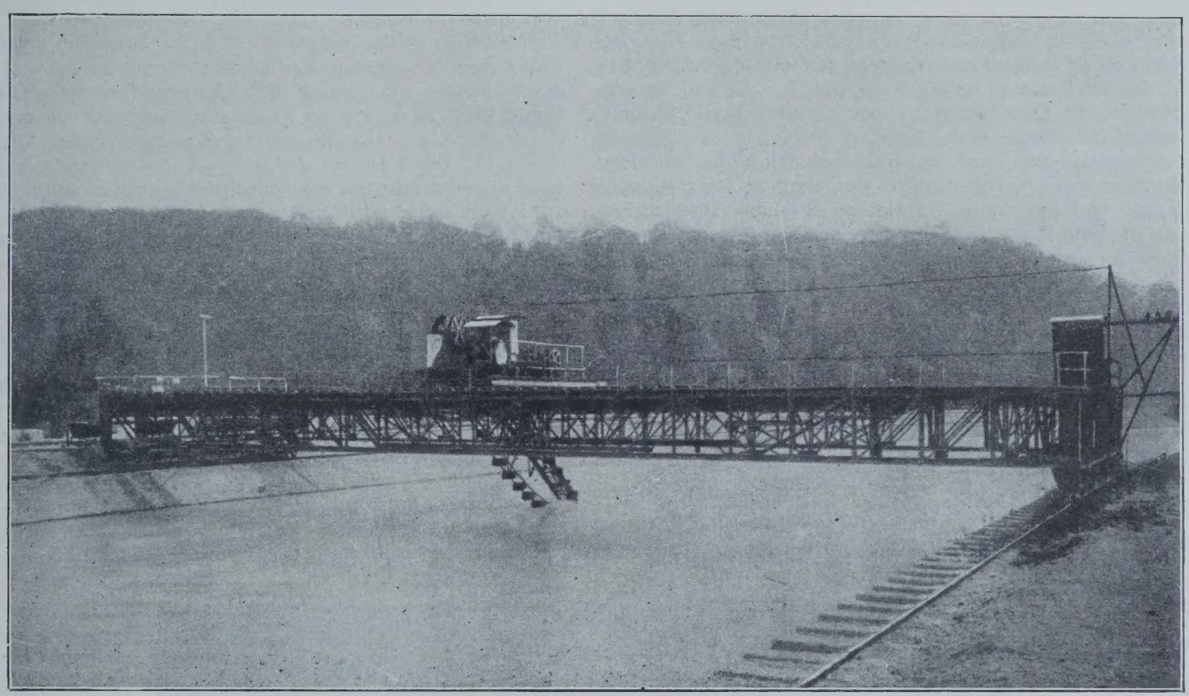


Abb. 26. Elektrisch angetriebener fahrbarer Brückenbagger, 40 cm breit mit wagerechtem Förderer. (Ausführung Ratzinger & Weidenkaff, München.)

Die Erfahrungen anläßlich des Unfalls im Frühjahr 1923 am Kanal der Alzwerke haben zum Beispiel Veranlassung gegeben, bei Kanal-km 5,5 an der Stelle, wo der Kanal sich verengt und unter der Bahn in einem geschlossenen Troggerinne und anschließend in Stollen und künstlichen Gerinnen im Hang weitergeführt wird, eine Absperrvorrichtung einzubauen, die aus einer um eine wagerechte Achse drehbaren Klappe besteht und sowohl an Ort und Stelle als auch durch Fernbetätigung vom Kraftwerk ausgelöst werden kann und die Absperrung der anschließenden Kanalstrecke innerhalb weniger Minuten ermöglicht. Neben dieser Absperrvorrichtung ist eine kombinierte Entlastungsanlage, bestehend aus einem 50 m langen Übereich, einem Saugheber Bauart Heyn und einer Auslaßschleuse, eingebaut, durch die zusammen 80 bis 90 m³/Sek. Wasser abgeführt werden können.

Beeinträchtigung der Leistung der Kraftwerke durch Verminderung der Durchflußmenge im Werkkanal. Bei Kraftanlagen an geschiebeführenden Flüssen wird das Fassungsvermögen des Werkkanals und damit die gewonnene Leistung häufig durch Geschiebeablagerungen im Kanal hinter den Einlaufschleusen erheblich vermindert. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Verhinderung der Geschiebezufuhr durch die Einlaßschleusen auch durch gut durchkonstruierte Einlaufbauwerke nicht vollständig erreicht werden kann; es muß daher für die Beseitigung der in den Kanal eingedrungenen und dort sich ablagernden Geschiebe dauernd gesorgt werden. In welchem Grade die Leistung der Kraftanlage durch Geschiebeablagerungen im Kanal beeinträchtigt wird, ist aus folgendem Beispiel ersichtlich. Abb. 25 zeigt den Längenschnitt durch einen Oberwasserkanal, in dem sich nach und nach eine Kiesablagerung im Ausmaß von rd. 10 000 m³ gebildet hatte, weil die Betriebsleitung nicht rechtzeitig für Beseitigung des eingeschwemmten Kieses Sorge getragen hatte. Infolge der Querschnittverengung durch diese Ablagerung konnte die zuständige Wassermenge von 40 m³/Sek. in den Kanal nur dann eingeleitet und den Turbinen zugeführt werden, wenn im Fluß rd. 60 m³/Sek. geführt wurden; bei einer Wasserführung von rd. 40 m³/Sek. im Fluß konnten nur 29,5 m³/Sek. in den Werkkanal geleitet werden, während gleichzeitig 10,5 m³/Sek. unausgenutzt über das Wehr abflossen; dadurch ging $^1/_4$ der Ausbauleistung auf die Dauer von vier bis fünf Monaten jährlich verloren.

Bei verschiedenen Kraftanlagen an bayerischen Flüssen müssen jährlich große Mengen (bis zu 20 000 m³) Kies aus dem Oberwasserkanal beseitigt werden. Die Kiesablagerung im Oberwasserkanal nimmt besonders dort einen großen Umfang an, wo zeitweise die Floßfahrt durch die Werkkanäle geführt werden muß, weil an der Floßeinfahrtschleuse in den Kanälen die Abhaltung des Geschiebes nahezu unmöglich ist. Der Umfang dieser Kiesablagerungen hat bei einigen Werken Veranlassung gegeben, besondere Einrichtungen zur rationellen Kiesbeseitigung zu be

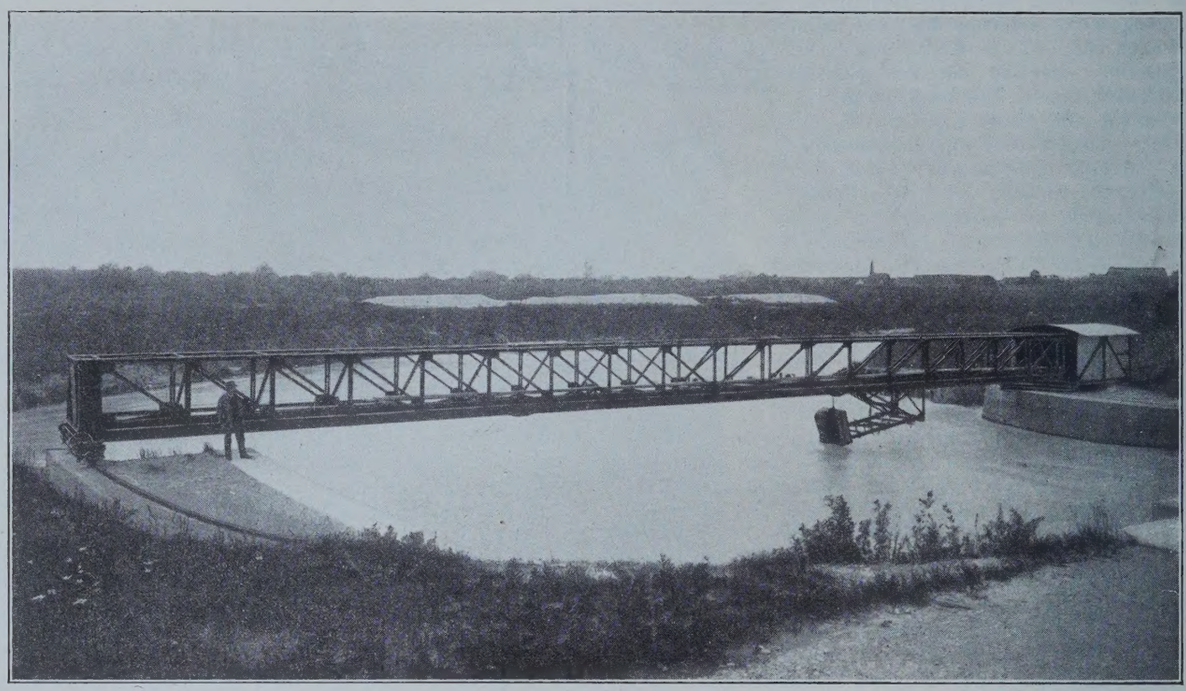


Abb. 27. Selbsttätige Kiesräumvorrichtung zur Kiesschleuse eines 35 m breiten Werkkanals D. R. P.
(Ausführung Ratzinger & Weidenkaff, München.)

schaffen, nachdem die Beseitigung der Ablagerungen mit Schwimmbaggern sich als unwirtschaftlich erwiesen hatte.

Abb. 26 zeigt die im Oberwasserkanal der Isarwerke bei Höllriegelskreuth verwendete Einrichtung. Auf einer 40 m breiten Brücke läuft ein Eimerbagger quer zum Kanal, der das geförderte Baggergut auf einen wagerechten Förderer schüttet, von dem das Baggergut an Land gebracht und in Kippwagen verladen wird. Die Brücke ist fahrbar auf Schienen gestellt, die parallel auf beiden Ufern längs des Oberwasserkanals verlegt sind. Diese Anlage hat insbesondere auch den Vorteil, daß der Baggerbetrieb durch die Floßfahrt im Kanal nicht gestört wird.

Abb. 27 zeigt eine ähnliche Anlage, die hinter dem Kanaleinlauf der Lechwerke bei Gersthofen aufgestellt wurde. An der 35 m breiten Brücke ist ein großer versenkbarer Baggerkübel aufgehängt, der auf der — hinter dem Einlauf gegen die Spülschleuse zu vertieften — Sohle quer über den Kanal geführt wird und den durch die Einlaßschleusen angeschwemmten Kies an die am rechten Ufer angeordnete Kiesspülschleuse hinbringt. Die Brücke ist am rechten Ufer drehbar verankert und am linken Ufer auf Schienen und Rollen so gelagert, daß eine Drehung um 45° möglich ist.

Diese beiden Vorrichtungen wurden von der Firma Ratzinger & Weidenkaff, München, im Benehmen mit den Werkleitungen konstruiert und hergestellt und haben sich im Betriebe ausgezeichnet bewährt.

2 m) haben verschiedene Kraftanlagen durch Verkiesung (Sohlenerhöhung) des Flußbettes am Auslauf des Unterwasserkanals erfahren. Meist ist unzweckmäßige Anlage der Kanalausmündung am konvexen Ufer in Flußkrümmungen die Ursache dafür. Zur Beseitigung dieses Übelstandes mußte bei verschiedenen Anlagen der Unterwasserkanal verlängert und dessen Ausmündung an eine günstigere Stelle verlegt werden. Im Gegensatze dazu stellte sich bei verschiedenen Anlagen eine unvorgesehene, aber nicht unerwünschte Gefällmehrung infolge Vertiefung der Flußsohle am Auslauf des Unterwasserkanals ein (so z. B. beim Uppenbornwerk der Stadt München bei Moosburg). Die Möglichkeit solcher Vertiefungen der Flußsohle muß durch entsprechende Tiefenlage der Kanalsohle, sowie der Turbinenausläufe berücksichtigt werden, damit beim Eintreten einer solchen Vertiefung und Absenkung des Unterwasserspiegels das Luftsaugen der Turbinen und Beschädigungen der Kanalböschungen — infolge Erhöhung der Fließgeschwindigkeit im Kanalquerschnitt — verhindert werden.

Eisabführung in Werkkanälen. Das Energieverlangen an die Kraftwerke erfordert die Aufrechterhaltung des Betriebes auch bei Frost und Eisbildung bezw. Eisführung im Werkkanal. Das Einfrierenlassen der Kanäle und das sogenannte „Fahren unter Eisdecke" kann bei den klimatischen Verhältnissen im Alpenvorlande nicht angewendet werden, weil die Eisdecke nicht bei langsam steigender Lufttemperatur nach und

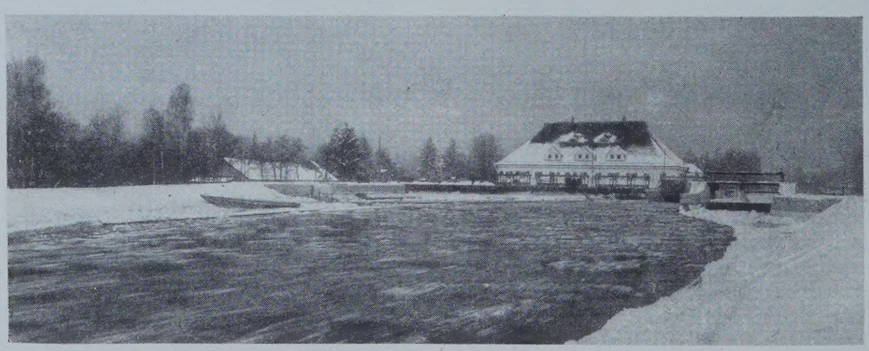


Abb. 28. Eingang beim Südwerk I (München).

Damit eine Verengung des Einlaufquerschnitts und eine Verminderung der Zulaufwassermenge vermieden und die Baggerarbeit und -einrichtung auf eine kurze Kanalstrecke beschränkt werden kann, ist es zweckmäßig, hinter den Einlaufschleusen durch Vertiefung der Sohle und Verbreiterung des Wasserquerschnitts ein begrenztes Ablagerungsbecken zu schaffen, in dem durch Verminderung der Fließgeschwindigkeit die Ablagerung des eingedrungenen Kieses bewirkt wird.

Wirkung der Sohlenveränderung am Auslauf des Unterwasserkanals. Eine erhebliche Verminderung des Nutzgefälles (1 bis

nach wegschmilzt, vielmehr bei dem im Alpenvorlande häufig eintretenden schroffen Temperaturwechsel (Föhn) immer mit der Gefahr eines plötzlichen Eisstoßes zu rechnen ist. Es muß daher die Bildung einer geschlossenen Eisdecke auf den Kanälen unter allen Umständen verhindert werden. Dazu ist es notwendig, mit dem Stau so weit herunterzugehen, daß in den Kanalhaltungen überall ein Fließgefälle von mindestens 0,8 m/Sek. herrscht.

Bei dieser Fließgeschwindigkeit wird Grundeis, Nadeleis, Schneesulze und Scholleneis durch das fließende Wasser allein ohne Beihilfe

noch abgeführt. Lediglich im Bereich der Profilerweiterungen vor den Turbineneinläufen muß nachgeholfen werden (Abb. 28 u. 29).

Als für die Eisabfuhr günstigste Kanalprofile erscheinen Profile mit großer Wassertiefe und mit Betonauskleidung, weil die große Wassertiefe das Ausfrieren und die Grundeisbildung verhindert, weil sich an den Wandungen nicht so leicht Schollen ansetzen, und weil bei den glatten Wandungen zur Erhaltung der Mindestgeschwindigkeit von 0,8 m/Sek. nicht eine so große Absenkung des Stauspiegels nötig ist, wie bei Erdkanälen mit rauher Wandung (Abb. 7a).

Abb. 29. Eingang im Kanal zwischen Südwerk II und III (München).

Überwachung und Unterhaltung. Sorgfältigste Überwachung und Unterhaltung aller Teile der Kanalanlage ist die erste Voraussetzung für die Betriebssicherheit. Ungenügende Überwachung und Unterhaltung der Kanalanlage hat sich immer noch schwer gerächt. Daher soll bei jeder Kanalanlage jährlich mindestens einmal eine gründliche Nachschau durch Entleeren der Kanäle ermöglicht werden. Der geringe Ausfall der Energieerzeugung, der auf die Tage geringerer Belastung und Energieanforderung gelegt werden kann, muß eben in Kauf genommen werden. Die Betriebsleiter dürfen sich der Einsicht nicht verschließen, daß bauliche Anlagen ebenso einen Unterhalt brauchen wie die maschinelle Einrichtung.

Der Schutz der Dämme erfordert u. a. auch die wirksame Bekämpfung von Maulwürfen, Ratten und Mäusen. Als gefährlicher Schädling hat sich in den letzten Jahren an den bayerischen Kanalanlagen auch die Bisamratte gezeigt; zu ihrer Bekämpfung haben die Werkbesitzer unter Führung der Landesanstalt für Pflanzenbau und Pflanzenschutz in München einen erfolgreichen Feldzug begonnen, der die weitere Ausbreitung der Bisamratte — namentlich die Entstehung von Siedlungen an Wasserkraftkanälen — verhindert hat.

Gesetzliche Änderungen zur Erleichterung des Grunderwerbs. Die großen Schwierigkeiten, die bei Durchführung der umfangreichen Erwerbungen für die Kanalanlagen der neueren Großkraftwerke aufgetreten sind, und die Erfahrung, daß die bisher bestehenden Zwangsrechte zur Förderung der Wasserkraftausnutzung keine wirksame und ausreichende Handhabe boten, um eine empfindliche Verzögerung der Bauführung durch widerstrebende Beteiligte zu verhindern, haben in verschiedenen Ländern auch Veranlassung zur Änderung und Ergänzung der einschlägigen Gesetzesbestimmungen gegeben. Für Bayern kommt folgendes in Betracht:

Die Ministerialbekanntmachung vom 23. Dezember 1918 betreffend Zwangsenteignung zur Beschaffung von Arbeitsgelegenheit ermöglicht die Durchführung der Zwangsabtretung von Grundeigentum für öffentliche Zwecke auf der Grundlage des Art. I B des Gesetzes vom 17. November 1837 in einem vereinfachten abgekürzten Verfahren und in besonderen Fällen auch ohne förmliches Verfahren und ohne Aufenthalt gegen nachträgliche volle Entschädigung.

Auf Grund des Gesetzes vom 22. Dezember 1921 kann aus Rücksichten des Gemeinwohls ein Ausgleich über die notwendigen Grundabtretungen unter den beteiligten Grundeigentümern im Wege des Flurbereinigungsverfahrens vorgenommen werden, wenn für die Durchführung einer nach ihrer Ausdehnung und ihrer wirtschaftlichen Bedeutung für den Staat oder die Allgemeinheit besonders wichtigen Anlage Grund und Boden in erheblichem Umfange notwendig ist und dadurch die wirtschaftlichen Verhältnisse von Gemeinden, Ortschaften oder von einzelnen Grundbesitzern in einschneidender Weise berührt werden. Dadurch wird ermöglicht, die Abtretungslast auf einen größeren Beteiligtenkreis gleichmäßig zu verteilen und schwerwiegende wirtschaftliche Schädigungen einzelner zur Grundabtretung verpflichteter Grundeigentümer, Ortschaften oder Gemeinden zu vermeiden.

Probleme. Eine Reihe von Fragen, die mit dem Bau und Betrieb von Werkkanälen im Zusammenhange stehen und die durch den Ausbau der Großwasserkraftanlagen aufgeworfen wurden, haben noch keine Lösung gefunden.

Die genaue Messung der in Werkkanälen mit großen Querschnittabmessungen und großer Wassertiefe durchfließenden Wassermengen begegnet erheblichen Schwierigkeiten, teils wegen der Wirkung des hohen Wasserdrucks auf die Meßgeräte, teils wegen der Unmöglichkeit der Erhaltung eines gleichmäßigen Fließzustandes in langen Kanalhaltungen. Bei der Mittleren Isar sollen in nächster Zeit Wassermessungen an den Kanälen in großem Umfange ausgeführt werden; es ist zu erwarten, daß diese Messungen zur Ausbildung eines Wassermessungverfahrens führen werden, das die Eichung großer Kanalquerschnitte ermöglicht.

Eine ungelöste Frage ist auch noch die Zusammenarbeit mehrerer hintereinandergereihter Kraftwerke an einer speicherfähigen Kanalanlage bei ungleichmäßiger Belastung (Durchlaufspeicherung mit Spitzenbetrieb) und insbesondere die Auswirkung der Belastungsänderungen in den Kraftwerken auf den Fließvorgang in den Kanalhaltungen. An den drei aufeinanderfolgenden Werken und im Werkkanal der Mittleren Isar konnten Beobachtungen darüber noch nicht gemacht werden, weil die vorgesehenen Stau- und Ausgleichweiher am Anfang und Ende der Kanalanlage noch nicht ausgebaut sind und Spitzenbetrieb in diesen Werken bisher nur im Rahmen der Ausgleichmöglichkeit in den Kanalhaltungen selbst möglich war.

Bei den Kanalanlagen des Innwerkes und der Mittleren Isar ist bei der Linienführung und bei der Querschnittgestaltung auch auf die später einzuführende Kanalschiffahrt Bedacht genommen und damit die erste Voraussetzung für die Lösung der Frage der Verbindung von Wasserkraft und Schiffahrt geschaffen worden; die Lösung dieses Problems hängt nun davon ab, daß die Schiffahrt der in Werkkanälen herrschenden Geschwindigkeit bis 1,1 m/Sek. angepaßt wird.

Die Technik wird ohne Zweifel auch für diese ungelösten Probleme noch eine befriedigende Lösung finden. Auf jeden Fall ist es zu begrüßen, daß beim Ausbau der neuen Kraftwerkkanäle in Bayern auch auf künftige Entwicklungen Rücksicht genommen und, mit kühnem Wagemut der mangelnden Erfahrung vorauseilend, an die Lösung neuer Aufgaben herangegangen wurde.

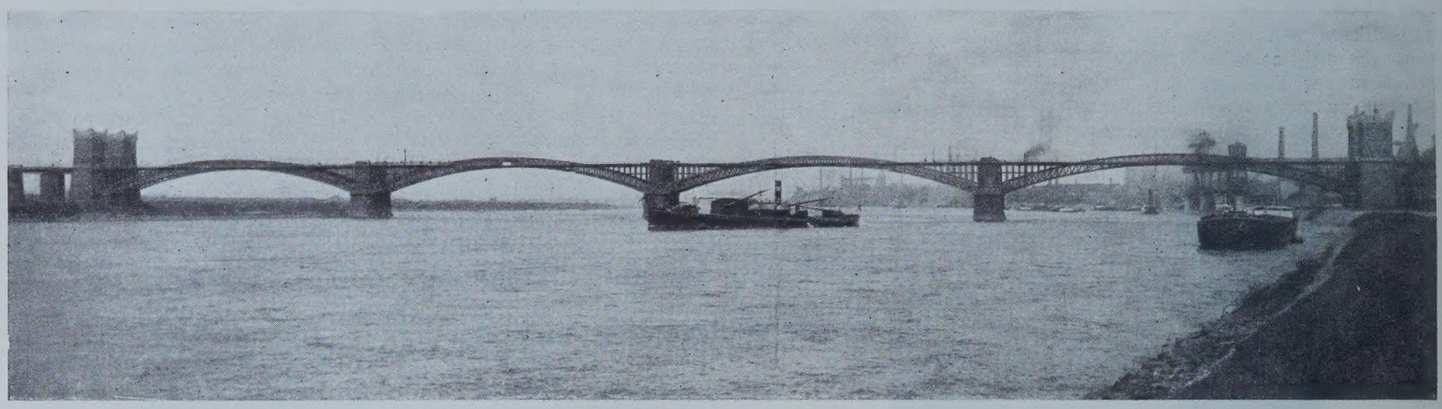


Abb. 1.

Alle Rechte vorbehalten.

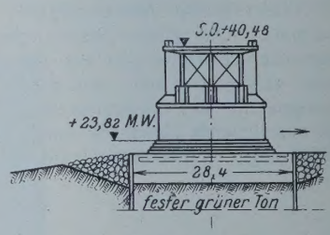
Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.

Von Reichsbahnrat **Tils,** Mitglied der Reichsbahndirektion Köln.

Wenn ich heute einige einleitend Ausführungen über den Bau der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Hochfeld und Rheinhausen — Eisenbahnstrecke Berlin—Duisburg—Crefeld—Aachen — der Öffentlichkeit übergebe, glaube ich in der augenblicklichen, wirtschaftlich sehr schweren Zeit nicht die Gründe übergehen zu dürfen, die die Ursache für die Durchführung eines schon im Jahre 1913 gefaßten Beschlusses sind.

Abb. 2.

Die alte zweigleisige Hochfelder Brücke (Abb. 1, 2 u. 3) wurde im Jahre 1873 für die Rheinische Bahngesellschaft von der Gutehoffnungshütte, Oberhausen, in Schweißeisen erbaut. Sie besitzt drei Hauptträger, die die Fahrbahn durchschneiden. Die Linienführung ist in jeder Beziehung schön. Die Gleise sind auf den Enden der Brücke von 3,60 auf 5,00 m auseinandergezogen, um den mittleren Obergurt durchzulassen. Die Kosten, das Gewicht und der dem Bau zugrunde gelegte Lastenzug sind aus Abb. 13 zu ersehen. Eine in früheren Jahren für den Lastenzug *A* neu aufgestellte Berechnung hat ergeben, daß nach den Vorschriften sehr hohe Überanspruchungen des Schweißeisens eintreten: bei den Hauptträgern bis zu 62 %, den Streben bis 84 %, den Querträgern 67 % und bei den Längsträgern 46 %. Die Eisenteile sind infolg des Alters und besonders wegen der Vernachlässigung in der Unterhaltung seit 1914 infolge der säurehaltigen Luft sehr stark angerostet, und zwar am meisten an den Fahrbahnträgern, die unter dem Holzbohlenbelag dauernd dem starken Angriff der angesäuert n Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Eine Verstärkung der Brücke ist wegen der Anordnung der Stäbe, die eine einwandfreie Berechnung nicht gestatten, wirtschaftlich kaum durchführbar, würde einem Ersatz ganzer Brückenteile gleichkommen und hätte sich im Betriebe nicht durchführen lassen, abgesehen davon, daß die Pfeiler nicht tragfähig sind. Zu Besorgnissen gaben ferner die hohen Seitenschwankungen Anlaß. Um diese zu verringern, wurde die Zuggeschwindigkeit von 40 auf 25 km/Std. verringert und das Verkehren von Lokomotivzügen verboten. Es wurde ferner noch im Jahre 1921, obschon der Neubau bereits 1918 mit zwei Pfeilern begonnen war, ein durchgehender Windverband für 245 000 Mark, und zwar unter der Fahrbahn eingebaut, weil ein solcher vollständig fehlte. Wenngleich hierdurch die Seitenschwankungen von 7 bis 9 mm auf 4 bis 6 mm oder um rd. $^1/_3$ sanken, blieben doch die hohen errechneten Beanspruchungen bestehen. Diese sind seitdem noch erheblich gestiegen, da die Fahrzeuge schwerer geworden sind, und haben in den Fahrbahnträgern eine Höhe erreicht, die bei dem starken Verkehr auf der Brücke jetzt nur zugelassen werden darf mit Rücksicht darauf, daß mit einer längeren Lebensdauer als bis zur Vollendung der neuen Brücke nicht mehr gerechnet wird. Die vorstehenden Mängel machten die Brücke in betrieblicher Hinsicht zu einem Verkehrshindernis und zwangen die Reichsbahn zu kostspieligen Zugumleitungen und Ver-



Zu Abb. 3.

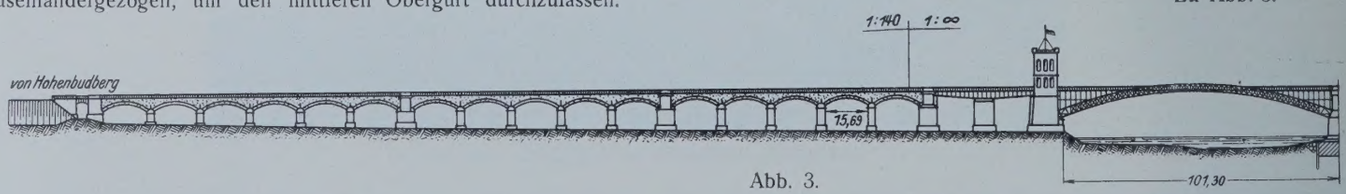


Abb. 3.

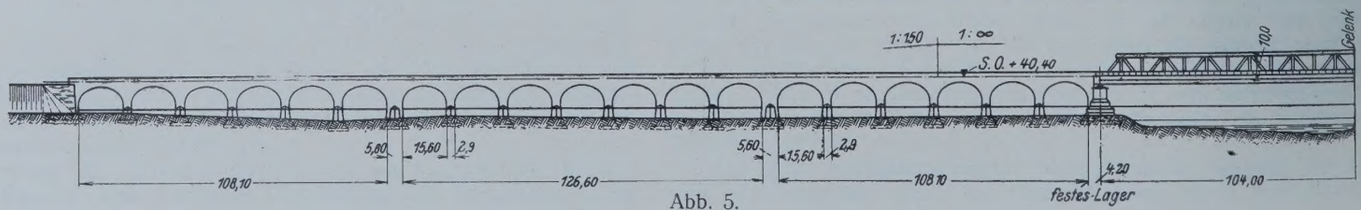


Abb. 5.

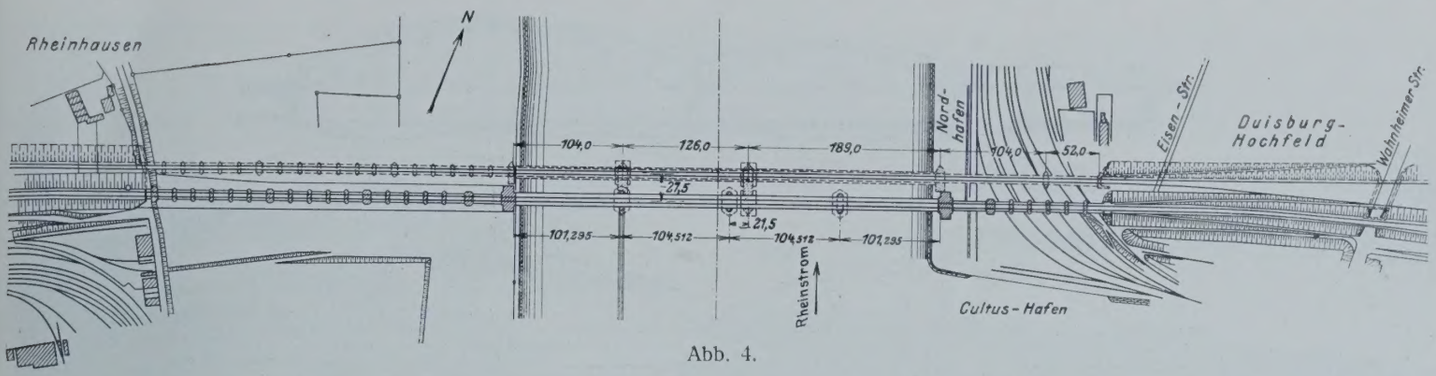


Abb. 4.

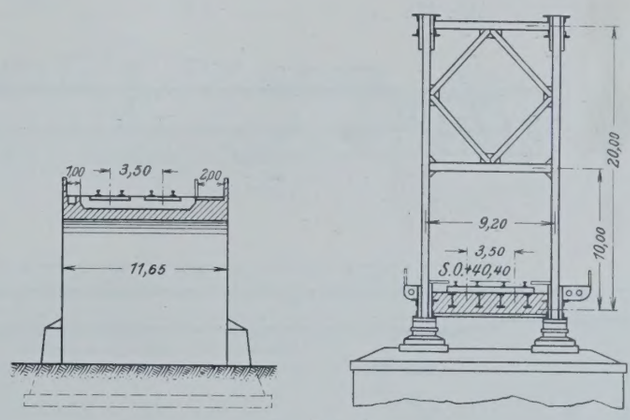
kehrseinschränkungen auf dieser Strecke. Der im Jahre 1913 gefaßte Baubeschluß führte daher im Jahre 1918 trotz der Ungunst der Verhältnisse zum Baubeginn. Es wurden 1918/19 ein Flußpfeiler und die Pfahlgründung des rechtsrheinischen Landpfeilers vollendet. Weiter kam man damals nicht. Im Januar 1923 wurde vom damaligen Reichsverkehrsminister die Forderung der Rheinschiffahrt-Interessenten auf Beseitigung des die Schiffahrt störenden — es sind manche Unfälle vorgekommen —, unbenutzt dastehenden neuen Flußpfeilers dadurch zurückgewiesen, daß der Reichsbahndirektion Köln erneut der Auftrag zur Fortführung des Brückenbaues erteilt wurde. Die schweren wirtschaftlichen und politischen Nöte der Reichsbahn und des Vaterlandes zwangen aber zur Tatenlosigkeit, und es wurde vorläufig mit einem jährlichen Kostenaufwande von rd. 150 000 R.-M. ein Schleppdienst zum Schutz der Schiffahrt eingerichtet. Mit der Verbesserung der allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnisse kam auch wieder Leben in den schlummernden Bau der Rheinbrücke.

Der ursprünglich mit dem viergleisigen Ausbau der Strecke Duisburg—Friemersheim und dem Neubau eines Verschiebebahnhofes Friemersheim zusammenhängende Brückenneubau wurde selbständig gemacht, und nachdem den Besatzungsmächten auf Grund des Versailler Vertrages die Versicherung gegeben war, daß sogleich nach Inbetriebnahme der neuen Brücke die alte abgebrochen würde, konnte endlich im Juli 1925 der seit 1918 unterbrochene Bau, der sich auf eine zweigleisige Brücke beschränken soll, wieder angefaßt werden.

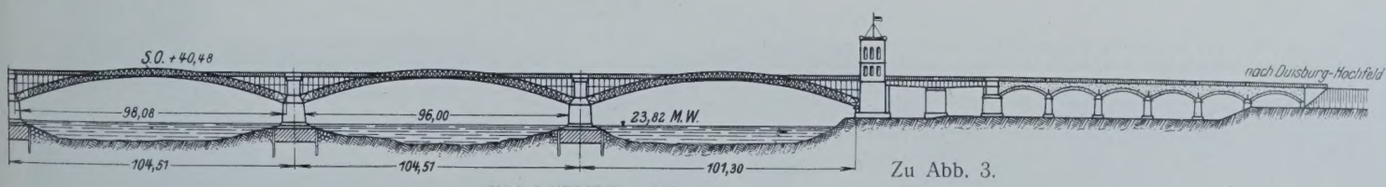
Ich glaube mit Vorstehendem dargetan zu haben, daß genügend Gründe vorhanden sind, die die Ausgaben für den kostspieligen Brückenbau rechtfertigen, zumal die Unterhaltung der alten Eisenkonstruktion und der stark unter Auskolkungen leidenden alten, nur flach gegründeten Pfeiler (Abb. 1 u. 2) immer mehr Gelder verschlingt.

Der Rhein ist an der Brücke auf 315 m Breite schiffbar, und zwar soll eine Hauptöffnung von rd. 190 m vorhanden sein. Entsprechend dieser Forderung und den vorhandenen Stromverhältnissen wurde diese Öffnung auf die rechte Rheinseite gelegt (Abb. 4 u. 5), hierdurch entstanden zwei verschiedene Stromöffnungen von 126 und 189 m, die die Lösung des Entwurfes für die Eisenkonstruktion nicht unwesentlich erschwerten. Mit äußerster Sorgfalt hat die Brückenbauanstalt Harkort, Duisburg, die vorbereitenden Entwurfsarbeiten für die Eisenkonstruktion durchgeführt. Die verschiedenen Entwürfe sind in mehr als 50 Varianten, von denen ich nur die grundlegenden in Abb. 6A bis J bringen kann, auf ihr ästhetisches Aussehen und ihre Gewichte untersucht worden. Die Wahl des Reichsverkehrsministeriums fiel zunächst auf die Lösung 6 D. Diese Bogenkonstruktion mit drei verschieden hohen Bogen fand jedoch nicht die Zustimmung der Stadt Duisburg, die eine neutral wirkende Linie — den Parallelträger — empfahl. Obschon zweifellos eine einzige Bogenbrücke trotz der verschieden hohen Bogen sicher nicht ungünstig gewirkt hätte (Abb. 7, Südbrücke Köln), entschloß man sich, da die Möglichkeit nicht beseitigt ist, daß doch noch eine zweite Brücke neben die jetzt geplante kommen kann, die Bogenkonstruktion zu verlassen, denn die Wirkung mehrerer Bogen nebeneinander, wie bei der Dombrücke in Köln (Abb. 8), ist nicht günstig.

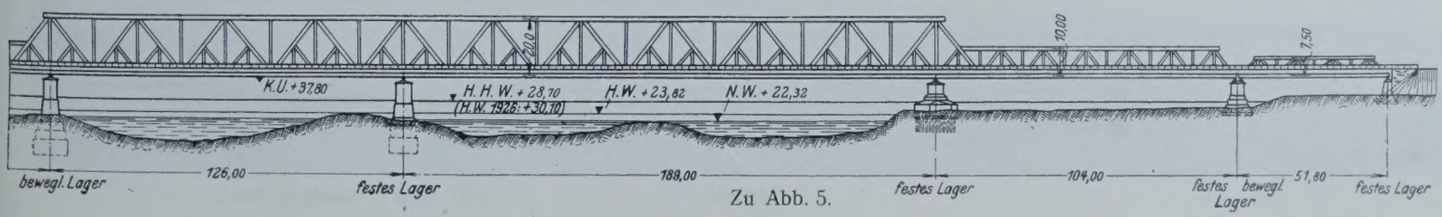
Die Gewichtsermittlungen der Firma Harkort bezogen sich zunächst auf Flußstahl St 37 und ergaben für den Lastenzug *N* ohne seitliche Gehwege bei Entwurf 6 J bei 16 m Trägerhöhe für rd. 417 m Gesamtbrückenlänge 9050 t St 37 + 250 t Stahlguß. Für die beabsichtigte Länge von 532 m wären somit rd. 10 300 t nötig geworden. Glücklicherweise waren Anfang dieses Jahres die Versuche mit St 48 so weit abgeschlossen, daß dieser neue Baustoff mit seinen Vorzügen der weiteren Entwurfsbearbeitung zugrunde gelegt werden konnte. Die bei der Reichsbahndirektion Köln angestellten Untersuchungen des vorgeschlagenen Parallelträgersystems gingen zunächst darauf hinaus, dasjenige System zu ermitteln, das bei größter Gewichtsersparnis die zulässige Durchbiegung nicht überschreitet. Aus den Abb. 9a bis h geht hervor, daß für die gewählte Gelenkverteilung bei 16 m Systemhöhe das Gewicht 6300 t und die Durchbiegung 212 mm (unzul.) betragen. Bei 18 und 20 m Höhe sinken Gewicht und Durchbiegung (zul.) weiter, während bei 22 m Höhe das Gewicht wieder steigt und naturgemäß die Durchbiegung noch kleiner wird. Hierdurch war als wirtschaftlichste Höhe die Höhe von 20 m anzusehen. Um nun das Gewicht weiter zu verringern, wurde die Höhe der beiden seitlichen, 104 m weiten Überbauten auf 10 m ermäßigt. Hierdurch wurden weitere 300 t gespart. Das Endergebnis der Untersuchungen war (Abb. 9h), daß mit 6300 t St 48 die ganzen 532 m überbrückt werden. Dies ergibt gegenüber den früheren Untersuchungen in St 37 eine Ersparnis von 4000 t.



Zu Abb. 5.



Zu Abb. 3.



Zu Abb. 5.

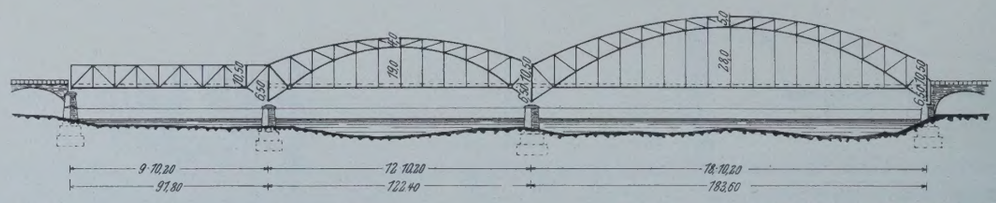


Abb. 6A. St 37 6400 t, Stahlguß 160 t.

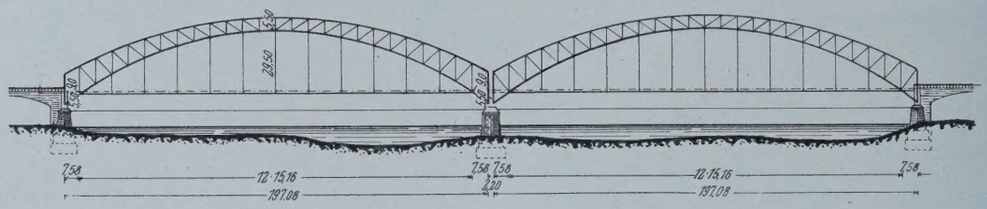


Abb. 6B. St 37 8600 t, Stahlguß 200 t.

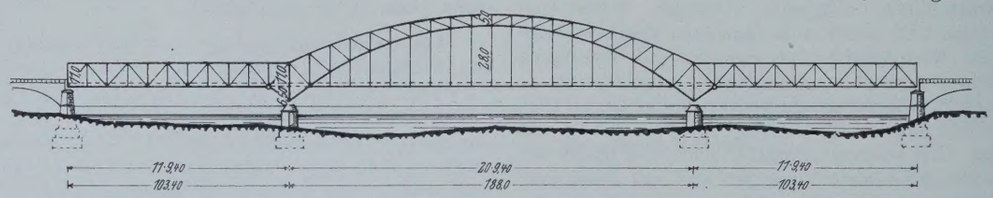


Abb. 6C. St 37 7100 t, Stahlguß 200 t.

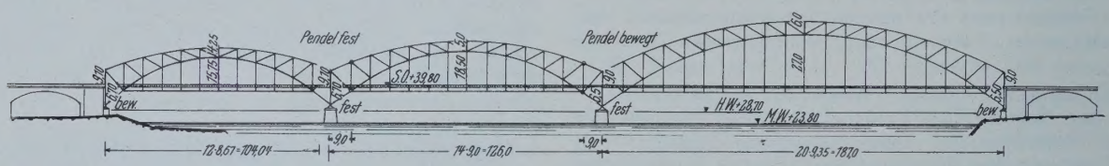


Abb. 6D. St 37 7000 t, Stahlguß 200 t.

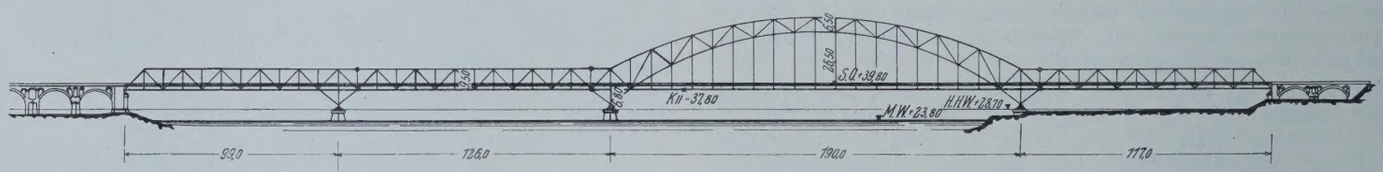


Abb. 6E. St 37 9700 t, Stahlguß 300 t.

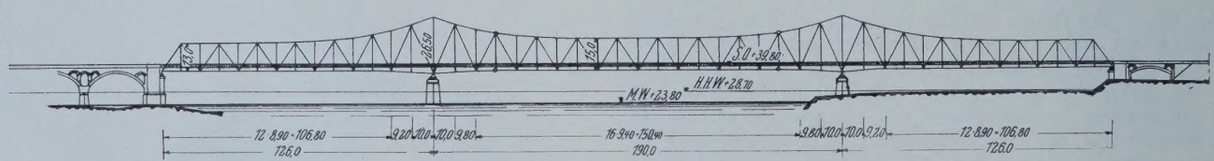


Abb. 6F. St 37 8700 t, Stahlguß 250 t.

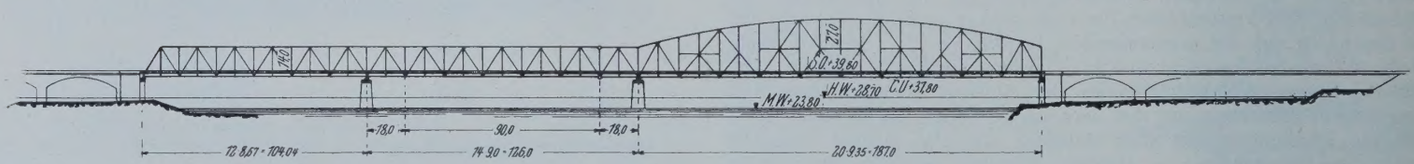


Abb. 6G. St 37 7750 t, Stahlguß 250 t.

Abb. 6H. St 37 9540 t, Stahlguß 260 t.

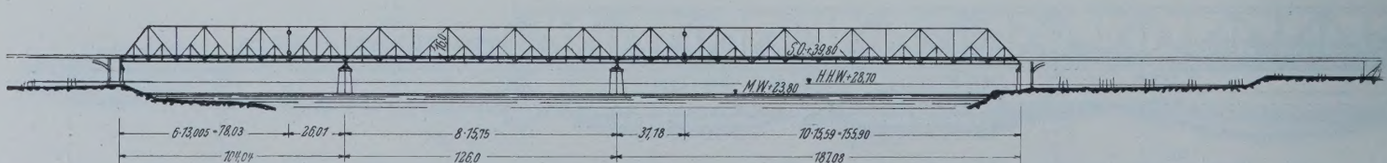


Abb. 6J. St 37 9050 t, Stahlguß 250 t.

Abb. 7.

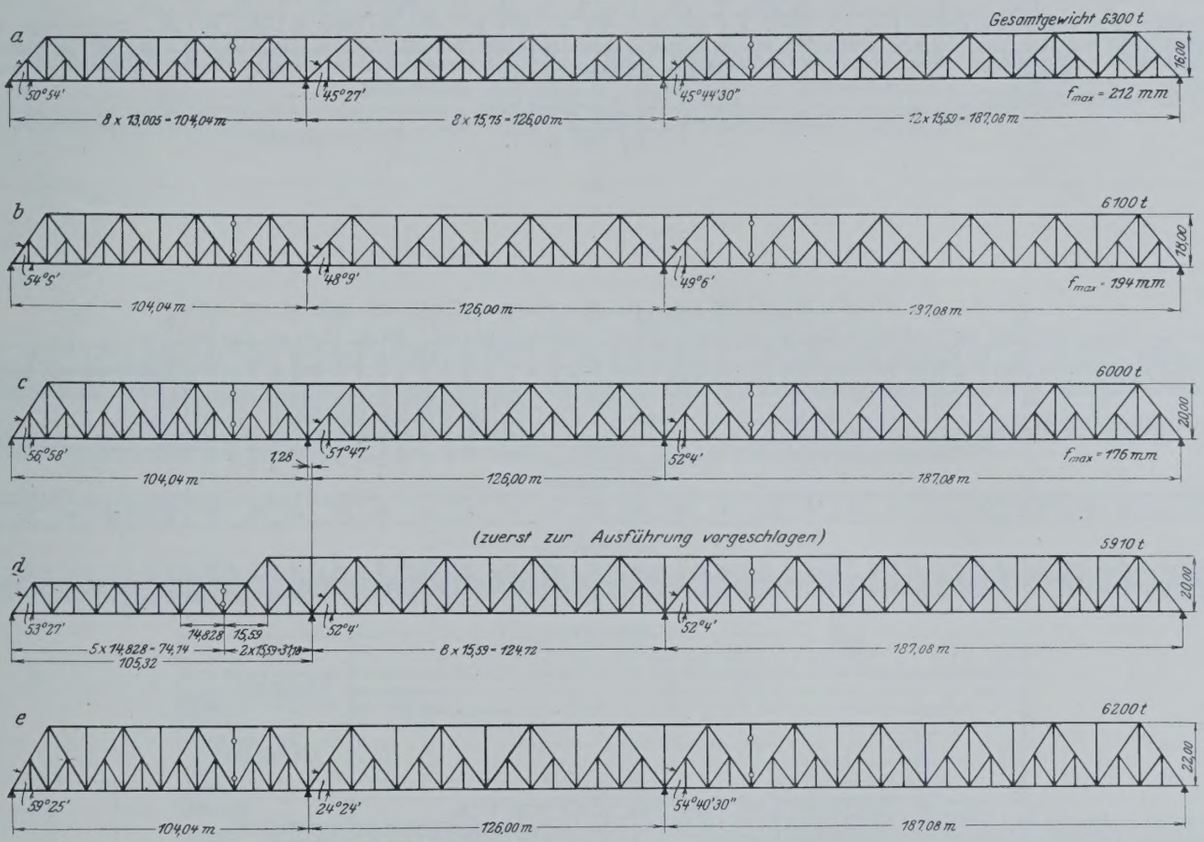


Abb. 9.

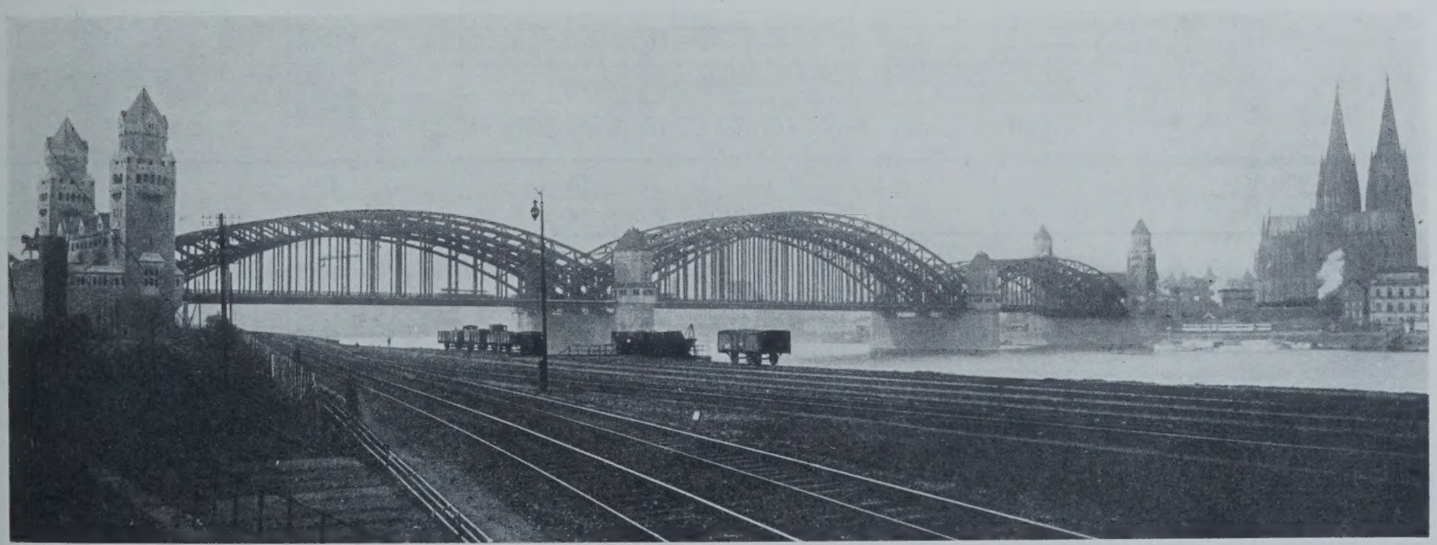
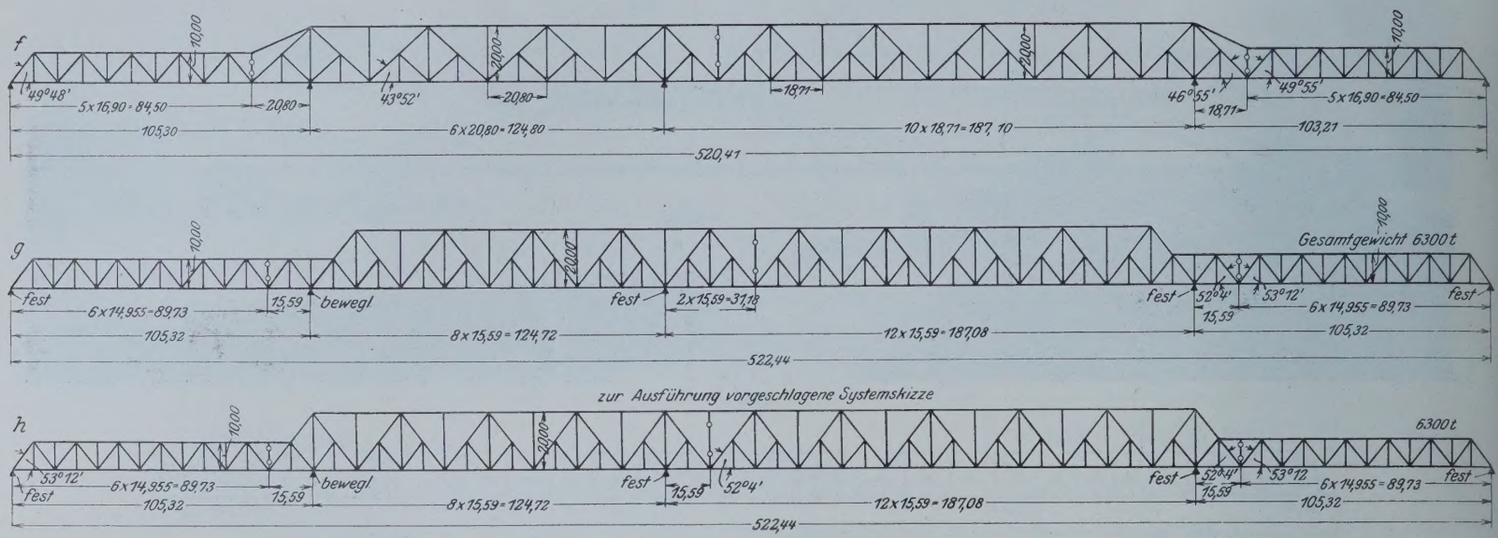


Abb. 8.



Zu Abb. 9.

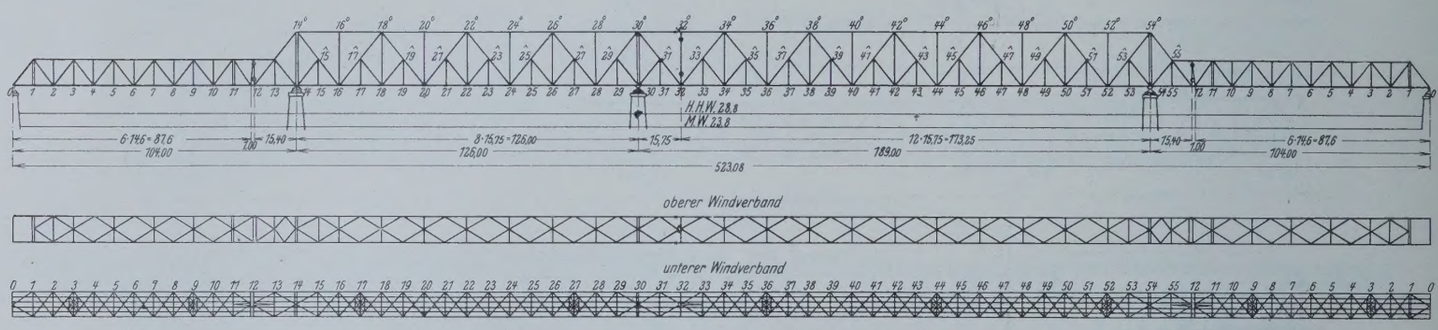
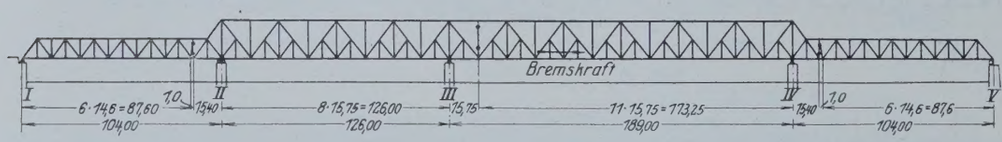


Abb. 10.



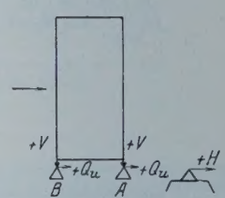


Abb. 11.

Vorläufige größte Auflagerdrücke. (Die Werte gelten für ein Auflager.)

Pfeiler	I			II			III			IV			V		
Hauptträger *A*	*V*	*Q*	*H*	*V*	*Q*	*H*	*V*	*Q*	*H*	*V*	*Q*	*H*	*V*	*Q*	*H*
Ständige Belastung	271	—	—	950	—	—	1800	—	—	1386	—	—	271	—	—
Verkehrsbelastung ohne Stoß	495	—	—	1220	—	—	1690	—	—	1432	—	—	495	—	—
Verkehrsbelastung mit Stoß	643	—	—	1585	—	—	2200	—	—	1861	—	—	643	—	—
Fußwegbelastung	51	—	—	155	—	—	210	—	—	178	—	—	51	—	—
Bremskraft*)	± 3,5	—	± 125	—	—	—	± 4,4	—	± 220	± 3,9	—	± 260	± 3,5	± 26	± 125
Winddruck auf $W = 150$*)	± 24	± 26	—	± 125	± 88	—	± 297	± 150	—	± 181	± 113,5	—	± 24	± 43	—
Konstruktion $W = 250$	± 40	± 43	—	± 208	± 146	—	± 495	± 250	—	+ 302	+ 189	—	± 40	± 11,8	—
Winddruck auf Verkehrsband*)	—	± 11,8	—	—	± 35	—	—	± 47,5	—	—	+ 40,0	—	—	—	—
Hauptbelastung (ohne Stoß)	817	—	—	2325	—	—	3700	—	—	2996	—	—	817	—	—
Haupt- u. Zusatzlasten ($W = 150$)	844,5	± 37,8	± 125	2450	± 123	—	4001,4	± 197,5	± 220	3180,9	± 153,5	± 260	844,5	± 37,8	± 125

*) Die oberen Vorzeichen gelten für die in der Systemskizze angegebene Richtung der Belastung.

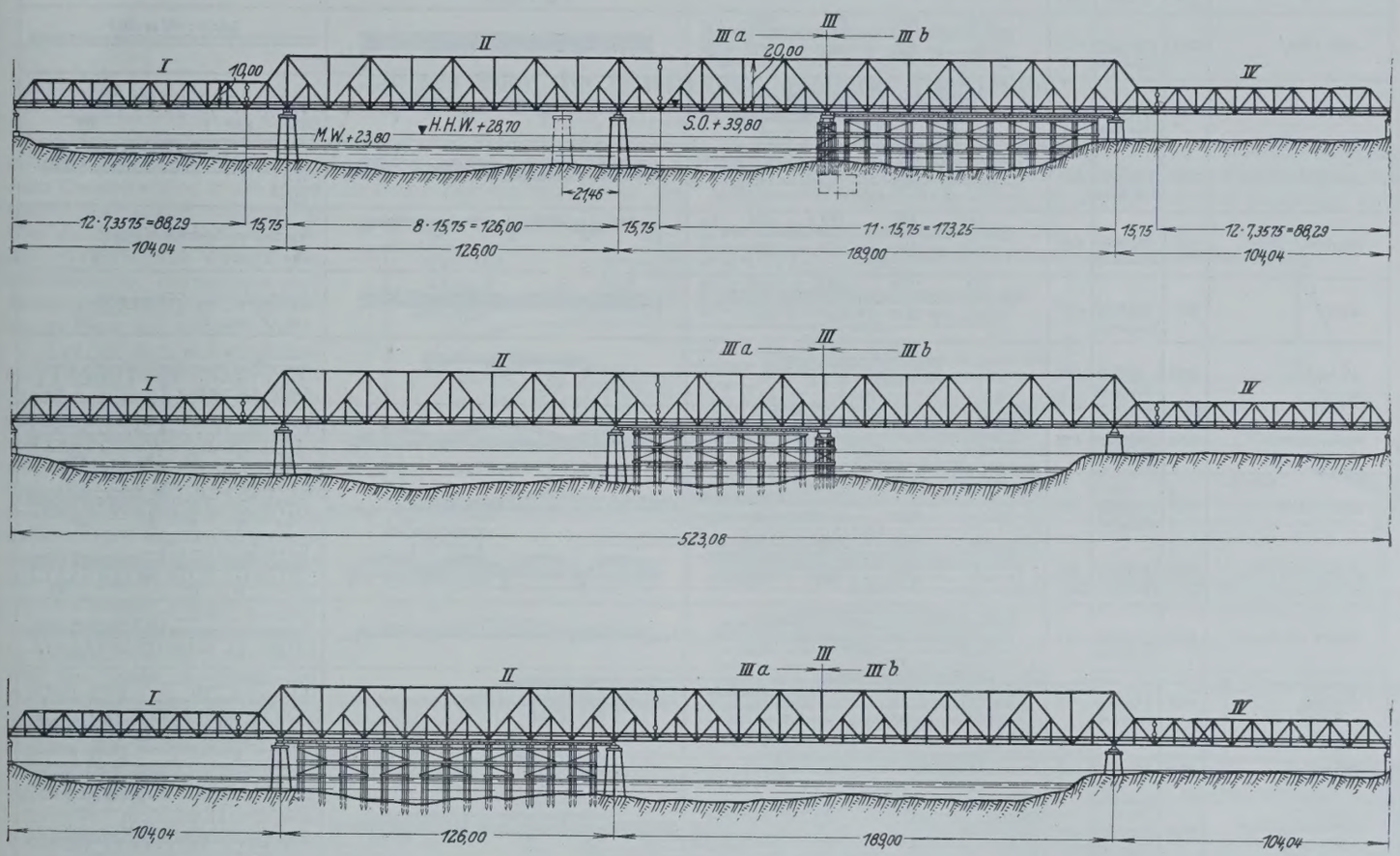
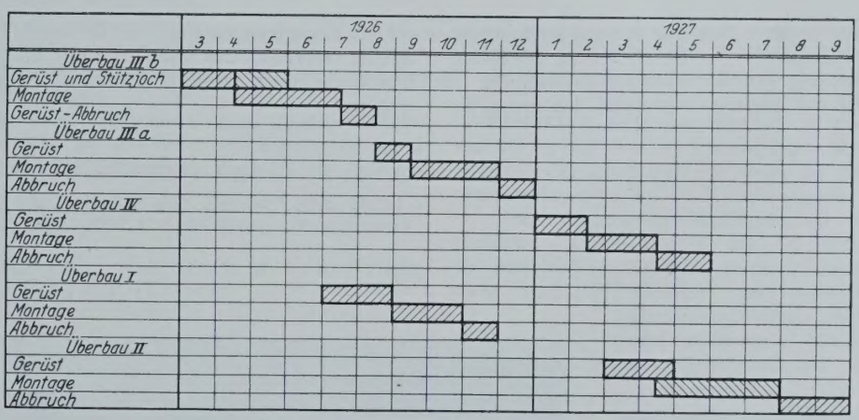


Abb. 12.



Zu Abb. 12.

Die Kosten rsparnis entspricht natürlich nicht ganz diesem Verhältnis von 39%, da der Tonnenpreis für St 48 twas höher ist als für St 37 und die Aufstellungsarbeiten bei beiden Stahlsorten dieselben Unkosten verursachen. Die Gesamtersparnis wird aber schätzungsweise 20 bis 25% der Bausumme betragen.

Abb. 10 stellt die endgültigen Systemlinien für die Hauptträger und die Querverbände dar. Die Tabelle zu Abb. 11 (S. 140) gibt di vorläufig ermittelten Auflagerdrücke wieder.

Die Ausarbeitung des Entwurfs liegt in den Händen der Gesellschaft Harkort, Duisburg, und der Friedrich-Alfred-Hütte (Fried. Krupp), Rheinhausen. Diese beiden Brückenbauanstalten übernehmen die Aufstellung der Eisenkonstruktion, während an der Lieferung der Eisenteile außer ihnen die Firmen Hein, Lehmann & Co. in Düsseldorf und C. H. Jucho in Dortmund beteiligt sind. — Für die Ausführung ist der vorstehend in Abb. 12 dargestellte Bauplan vorgesehen.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß auf der Nordseite ein 2 m breiter Fußgängersteg und auf der Südseite ein 1 m breiter Postkabelsteg vorgesehen sind. Das Gewicht der Gesamteisenkonstruktion wird hierdurch um etwa 1150 t erhöht (Abb. 5).

Die Systemskizzen 9f und g zeigen Entwürfe, die gemacht wurden, um Wünschen entgegenzukommen, die die zur Ausführung vorgeschlagene Lösung 9h — Ständer über Pfeiler — oder die Linienführung des Obergurtes infolge des scharfen Knickes verwerfen zu müssen glaubten. Es dürfte wohl keinem Zweifel unterliegen, daß die Skizze 9f ästhetische und 9g statische Gefühle nicht befriedigen.

Bezeichnung der Brücke	Baujahr	Kosten für Eisen	Kosten pro t	Gewicht der Eisenkonstruktion in Tonnen	Skizze der Eisenkonstruktion M. 1:10000	Lastenzug
Köln [Alte]	1859	1764000 Schweißeisen	450	690 690 690 690 — 99,00 99,00 99,00 99,00 — 396,0 — 65 t/m		2,6 t pro lfd. m Gleis
Pfaffendorf	1863	870000 Schweißeisen	450	643 643 643 — 98,00 98,00 98,00 — 294,0 — 66 t/m		8 t 6 8 t 6 7,5 t
Düsseldorf [Alte]	1870	1330000 Schweißeisen	462	719 719 719 719 — 106,00 106,00 106,00 106,00 — 424,0 — 68 t/m		3,25 t pro lfd. m Gleis; 12,25 7,75 12,50
Hochfeld [Alte]	1873	1150000 Schweißeisen	450	643 643 643 643 — 98,00 98,00 98,00 98,00 — 392,0 — 65 t/m		8 t 6 8 t 6 7,5 t
Wesel	1874	1500000 Schweißeisen	600	625 625 625 625 — 98,30 98,30 98,30 98,30 — 393,20 — 65 t/m		8 t 6 8 t 6 7,5 t
Horchheim	1879	660000 Schweißeisen	372	880 880 — 107,00 107,00 — 214,0 — 82 t/m		7 14 13 9 12 7 14 13 9 12 12 t
Hohenzollern	1909	2000000 Flußeisen	412	103 t/m 123,1 136 t/m 228,0 103 126,2 — 118,80 167,65 122,56 — 409,01		17 13 17 13 13 t
Südbrücke	1910	2050000 Flußeisen	390	87 t/m 880 74,6 t/m 247,5 87 880 je 360 — 101,50 165,00 101,50 56,00 56,00 — 480,0		17 13 17 13 13 t
Düsseldorf [Neue]	1912	1550000 Flußeisen	360	107 t/m 107,3 107,3 107,3 107,3 — 107,0 107,0 107,0 107,0 — 428,0		17 13 17 13 t
Baerl [Ruhrort]	1912	2150000 Flußeisen	344	115 t/m 204 t/m 378,9 115 t/m — 123,5 123,5 — 106,80 186,00 106,80 — 399,60		17 13 17 13 13 t
Engers	1918	2790000 Flußeisen	455	95 t/m 233 t/m 438,9 95 t/m 103 t/m — 80,5 80,5 27,1 — 84,6 188,00 84,6 75,2 — 432,40		20 15 20 15 15 t
Remagen	1918	2284000 Flußeisen	455	110 t/m 202 t/m 375,6 110 t/m — 93,2 93,2 — 84,6 156,21 84,6 — 325,41		20 15 20 15 15
Hochfeld [Neue] [Entwurf]	1927	~3054000 Hochw. Baustahl St 48	~460	72 t/m 75,0 150 t/m 164 t/m 72 t/m 75,0 — 189,0 370,0 — 104,04 126,00 189,00 104,04 — 523,08		25 25 20

Abb. 13.

Im Anschluß an meine Ausführungen über die neueste Rheinbrücke möchte ich die in Abb. 13 wiedergegebene Zusammenstellung der Rheinbrücken von Koblenz bis Wesel, die für die Jahrtausendausstellung in Köln ausgearbeitet wurde, weiteren Kreisen zugänglich machen. Sie enthält zusammengedrängt viel Interessantes und Wissenswertes, und ich möchte anregen, daß auch für die übrigen Rhein-, Elbe-, Oder- und Weichselbrücken ähnliche lehrreiche Zusammenstellungen veröffentlicht werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Einiges über die Einrichtung größerer Baustellen.

Von Dipl.-Ing. **A. Kittel**, Berlin.

In der letzten Versammlung des Deutschen Beton-Vereins kam es anläßlich des Vortrages von Dr.-Ing. Hielmann[1]) über die Ausführung eines Eisenbetonsilos in der erstaunlich kurzen Zeit von 16 Tagen zu einer kurzen, aber lebhaften Aussprache über die Frage, ob und inwieweit die oft verblüffend großzügigen amerikanischen Bauverfahren und Baustelleneinrichtungen auch für uns geeignet und möglich sind.

Daß wir auch in Deutschland auf diesem Gebiet einiges aufzuweisen haben, hatte der eben gehaltene Vortrag selbst dargetan und bewiesen dann gleich weiter die Vorträge von Dr. Arndt und Dr. Enzweiler über die Baustelleneinrichtungen bei der Muldenberg-[2]) und der Schwarzenbach-[3]) Talsperre. Auch sonst bietet das deutsche Fachschrifttum genügende Belege; immerhin zeigen amerikanische Baubeschreibungen für den weiten und wechselnden Weg von Fabrik, Kiesgrube und Steinbruch bis zur Verwendungsstelle noch recht viel Neues. Wie sehr man sich bei uns der Notwendigkeit wirtschaftlicher und zeitgemäßer Arbeit im Bauwesen bewußt ist, beweist die jüngst von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstaltete Vortragsreihe über diesen Gegenstand. Dabei lassen die von Ministerialrat Busch zur Einführung gemachten Darlegungen recht wohl erkennen, welche Hemmungen hier zu überwinden sind:

Nicht als ob die deutsche Baumaschinenindustrie nicht in der Lage wäre, ihr Baugewerbe ebenso zu unterstützen, wie es die amerikanische tut; der deutsche Bauunternehmer — in seinen Arbeits- und Betriebsverfahren überaus konservativ — beurteilt jedoch diese Fragen der allgemeinen Zweckwirtschaft rein vom Standpunkte des eigenen geschäftlichen Nutzens, er fühlt sich nicht so wie der amerikanische als Glied einer großen Kette, wahrt eigene gute Erfahrungen ängstlich als Geheimnis und wartet bei Neuheiten gern ab, wie sie sich bei anderen bewähren. Daß er den gegenwärtigen wirtschaftlichen Zeitpunkt für großzügige Neuerungen als nicht besonders geeignet ansieht, ist zwar keineswegs unbeschränkt richtig, im ganzen aber doch sehr begreiflich. Ebenso begreiflich ist, daß die heutige Art des Verdingungswesens und die Handhabung der Bauleitung — besonders auch von seiten der Behörden — wenig zu Ergänzungen des Geräteparkes und zu Umstellung der Arbeitsverfahren anregen.

Was trotzdem Großbaufirmen auf diesem Gebiete zu leisten vermochten, zeigen bereits die im vorstehenden genannten Beispiele. Es soll jedoch versucht werden darzutun, daß ganz allgemein, und zwar auch bei kleineren und mittleren Ausführungen, planmäßige Bauplatzeinrichtung und Betriebsführung, Typisierung und umfassende Einschränkung der Handarbeit wirtschaftlicher ist als das Festhalten an veralteten

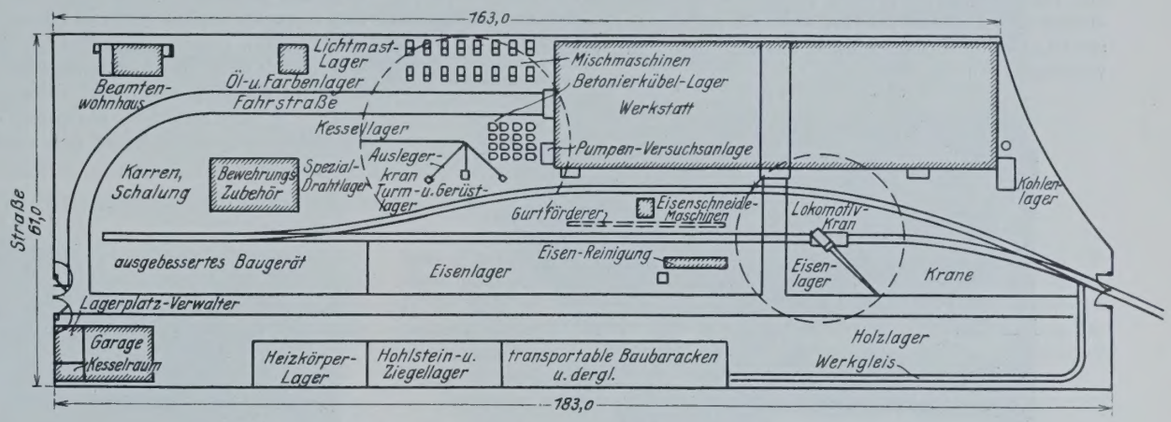
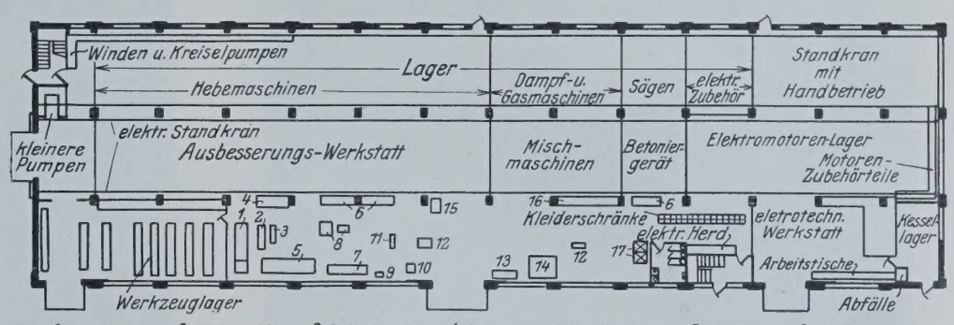


Abb. 1a. Werk- und Lagerplatz der Baufirma Turner Co. in Brooklyn.



1 Kompressor. **2** Nietmaschine. **3** Bohrmaschine. **4** Schrauben- und Bolzenlager. **5** Drehbank. **6** Arbeitstische. **7** Drehbank. **8** Holzbearbeitungsmaschine. **9** Schleifmaschine. **10** Stanzmaschine. **11** Stoßsäge. **12** Drillbohrmaschine. **13** Biegetisch. **14** Mischmaschine. **15** Sägebank. **16** Eisenlager. **17** Schmiede.

Abb. 1b. Magazin und Ausbesserungswerkstätte der Baufirma Turner Co. in Brooklyn.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 10 und „Zement" 1925, Heft 10.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 1 u. 10 sowie „Bauingenieur" 1925, Heft 12.
[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11; Z. d. V. d. I. 1925, Heft 27/28 und „Bauingenieur" 1925, Heft 11.

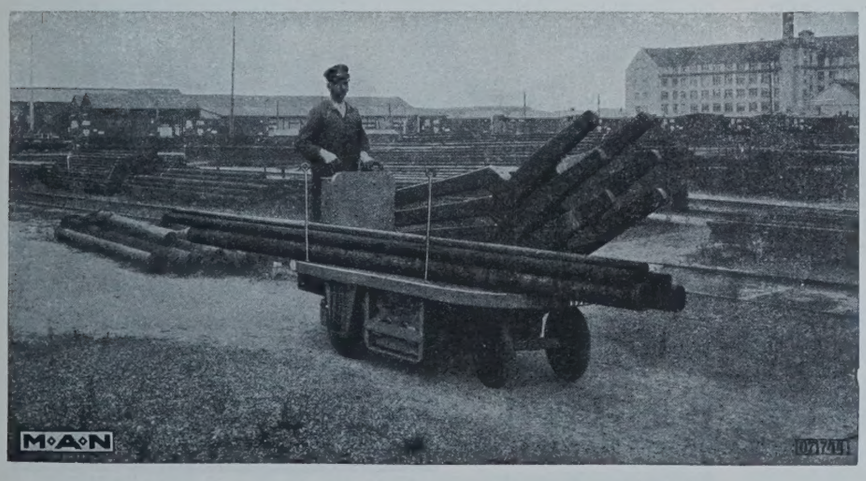
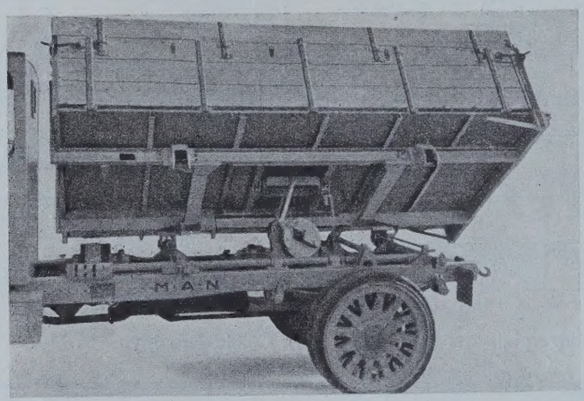


Abb. 2. M. A. N.-Kraftkarren für die Beförderung sperriger Güter.

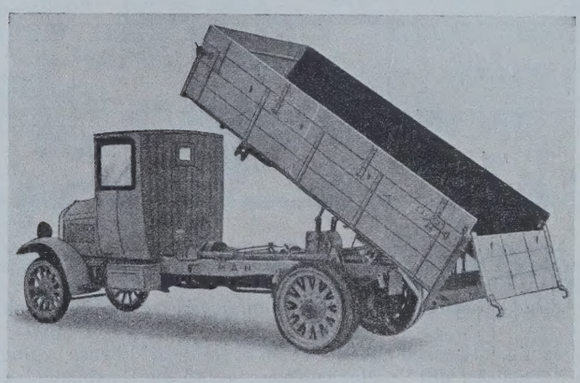
Abb. 3. Schleppen eines Eisenbahnwagens mit M. A. N.-Kraftkarren.

Arbeitsverfahren, die auf anderen Lohnziffern aufgebaut waren als den heutigen.

Die Arbeiten für eine planmäßige Baustelleneinrichtung beginnen bereits auf dem Lagerplatz und im Maschinenpark der Bauunternehmung; es ist bemerkenswert, daß gerade über deren Einrichtung und Verwaltung in deutschen Fachblättern kaum etwas zu finden ist, so sehr Mitteilungen von berufener Seite darüber zu begrüßen wären. Daß bei unseren Großbaufirmen Lager- und Maschinenverwaltung mustergültig sind, ist nicht zu bezweifeln; ebenso nicht, daß auch bei kleineren Unternehmern deutscher Ordnungssinn das Beste zu leisten bestrebt ist. Immerhin sind gerade bei ihnen durch pflegliche Unterhaltung und Unterbringung von Gerät und Maschinen, durch scharfe Kontrolle der Material-, insbesondere der Holzvorräte wohl noch recht große Werte zu erhalten. Mangels deutscher Beispiele sei in Abb. 1a u. b die Anlage der bekannten amerikanischen Betonbaufirma Turner in Brooklyn, Grand Street 2219, wiedergegeben.



Seitwärts gekippt.



Rückwärts gekippt.

Abb. 4a u. b. 5-t-Dreiseitenkipper mit motorischer Kippung. Bauart der M. A. N.

Bei den immerhin beträchtlichen Ausdehnungen dieser Werk- und Lagerplätze spielen neuerdings zur Ersparnis von Zeit und Maschinenarbeit maschinelle Fördermittel eine immer größere Rolle. Von ihnen hat kaum ein Betriebsmittel eine so rasche Verbreitung gefunden wie der Elektrokarren; in allen Betrieben, wo man bisher kleinere und mittlere Lasten, besonders Massen- und Stückgüter aller Art, auf Stechkarren und Handwagen oder auch auf Gleisbahnen beförderte, hat der Kraftkarren sich Eingang verschafft.[4])

Er vereinigt Wendigkeit und leichte Lenkbarkeit, ist daher auch innerhalb der Werkhallen und in engen Gängen geeignet, kann mit seiner Last unmittelbar in Eisenbahnwagen und Aufzugkabinen hereinfahren und überwindet mit Leichtigkeit auch Steigungen wie die einer Laderampe. Außer zur eigentlichen Lastbeförderung (Abb. 2) kann nach Abb. 3 der Kraftkarren ohne weiteres auch als Schlepper, z. B. für Eisenbahngüterwagen dienen, zum Drehen von Drehscheiben od. dergl., denn er bewältigt ohne Schwierigkeiten Lasten bis zu 100 Zentnern.

Die Förderung von Maschinen, Geräten und Baustoffen ab Werk geschieht unter normalen Umständen bei größeren Strecken möglichst über das Anschlußgleis des Werkes mit der Bahn; vor allem dann, wenn auch die Baustelle mit Gleisanschluß versehen werden kann oder von einer Station leicht erreichbar ist. Als Beispiel für den ersteren Fall kann die Baustelle der Talsperre Muldenberg[5]) dienen, bei der die Gleise der Hauptbahn in unmittelbarer Nähe vorüberführten.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 53, S. 632 u. f.
[5]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 1, S. 11.

Nicht immer wird die Baustoffanfuhr so bequem sein, sondern auf längere oder weitere Strecken eines Zwischenverkehrs bedürfen. Hier hat schon seit annähernd 20 Jahren der Lastkraftwagen eingesetzt, dessen Entwicklung auch in Deutschland einen hohen Stand erreicht hat und der sich längst nicht mehr darauf beschränkt, ein Mittler zwischen Verwendungsort und Eisenbahnwagen zu sein, sondern dem letzteren bereits sehr umfangreichen Wettbewerb macht. Abb. 4 bis 8 geben einen kleinen Anhalt, wieweit der Lastkraftwagen sich den besonderen Anforderungen des Baugewerbes anzupassen verstanden hat. Abb. 4a u. 5 stellen — in abgekipptem Zustande — Seiten- und Hinterkipper nach Bauart M. A. N. dar, Abb. 5 u. 6 einen Langholz- und einen Tankwagen desselben Ursprungs, Abb. 7 einen Autokipper der Faun-Werke, Nürnberg, bei Straßenneubauten. Besonders bemerkenswert ist (Abb. 8) der von den Hille-Werken A.-G. in Dresden hergestellte 5-t-Lastkraftwagen mit Sonderaufbau und Anhänger mit je drei, zusammen also mit sechs Kippwagen. Er hatte die Aufgabe, zunächst verschiedene Transportgüter von 5 bis 6 t Gesamtgewicht (mit Anhänger 9 bis 12 t) gleichzeitig befördern und — je nach Bedarf — nur einen Teil der Gesamtladung durch Kippen zu entladen; er sollte ferner auch zähflüssigen und an den Wänden leicht

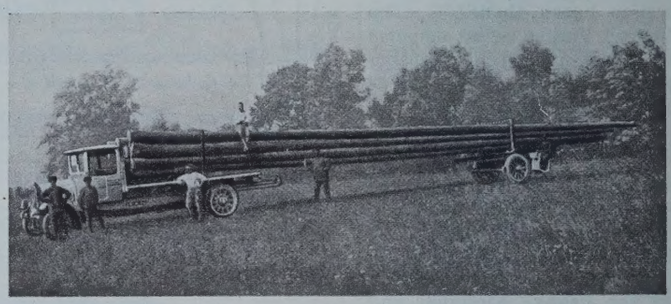


Abb. 5. M. A. N.-Kraftwagen für Langholzbeförderung.

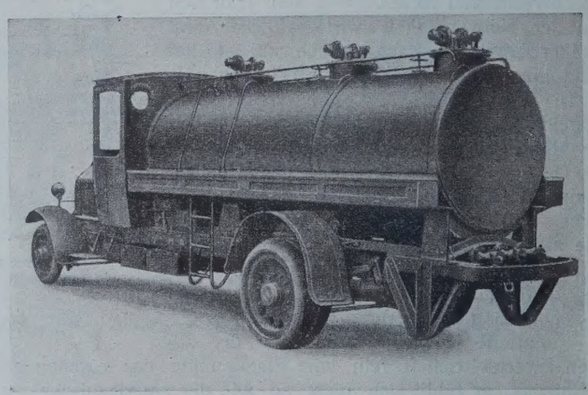


Abb. 6. M. A. N.-5-t-Tankkraftwagen.

haftenden Inhalt bequem entleeren und während des Entladevorganges in langsamer Bewegung bleiben können. Die Außenwölbungen der Mulden wälzen sich mit ihren seitlichen Rändern auf entsprechenden, am Fahrgestell befestigten Bahnen, sogenannten Kippwagen, ab, das Kippen geschieht von Hand. Die Mulden sind mit Anschlagzapfen versehen, die ein Überkippen verhindern; die Fahrbahn für den Wagen bleibt stets frei. Die Dreiteilung der Mulden erleichterte es, während des Entladens langsam weiterzufahren und das Fördergut auf eine gewisse Wegstrecke zu verteilen.

Die mit Lastkraftwagen beförderbaren Mengen sind sehr beträchtlich: Zwygart[6]) betont ihre Überlegenheit über die Kabelbahnen für Schwertransporte und errechnet für

Abb. 7. Lastkraftwagen der Faun-Werke mit Rückwärtskippung im Straßenbaubetriebe.

[6]) „Gesichtspunkte zur Bauinstallation mit Beispielen vom Bau des Kraftwerks Wäggital", Schweiz. Bauztg. vom 16. August 1924.

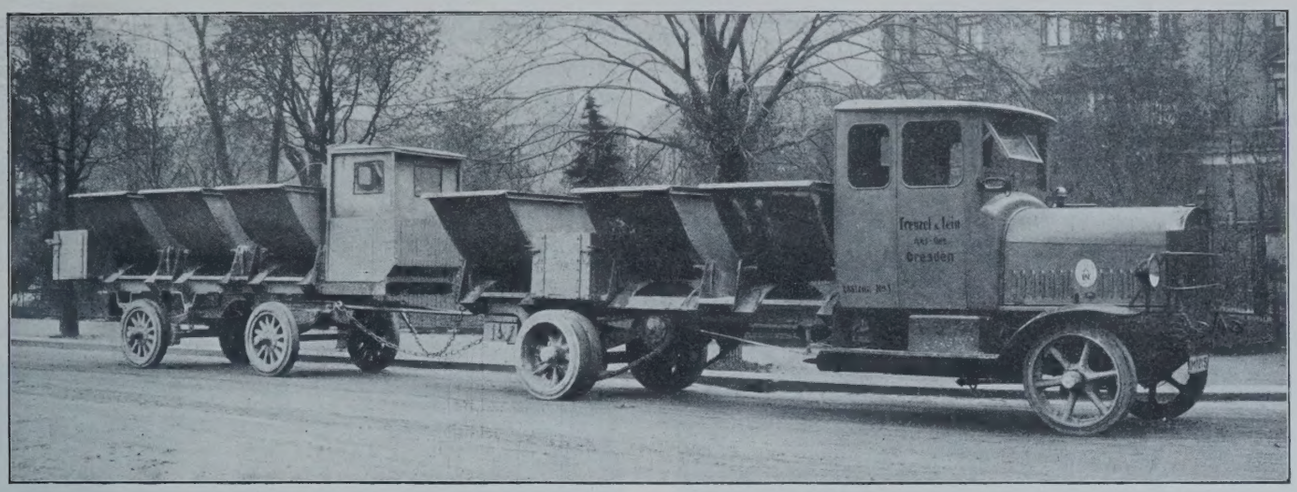


Abb. 8. 5-t-Lastkraftwagen mit Anhänger für je drei Kippmulden für Bauzwecke. Bauart Hille.

das Beispiel eines Talsperrenbaues mit 300 t täglichem Gesamtbedarf bei 10stündiger Transportzeit und 5-t-Wagen eine durchschnittliche Wagenfolge von 10 Minuten, d. h. bei 12 km Stundengeschwindigkeit einen Wagenabstand von 2 km, was keine ungebührliche Belastung der Fahrstraße darstellt.

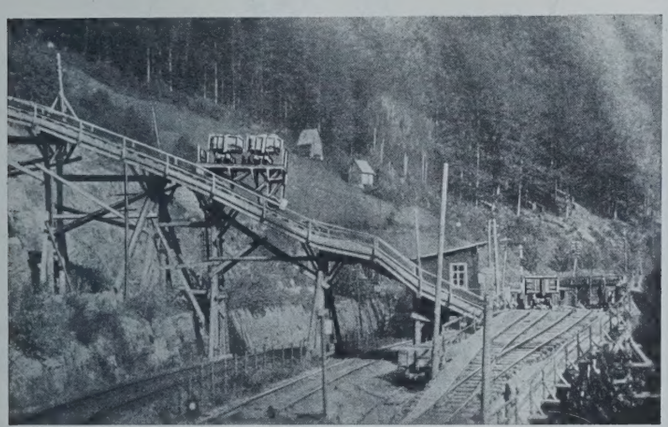


Abb. 9. Endstation bei Bahnhof Raumunzach.

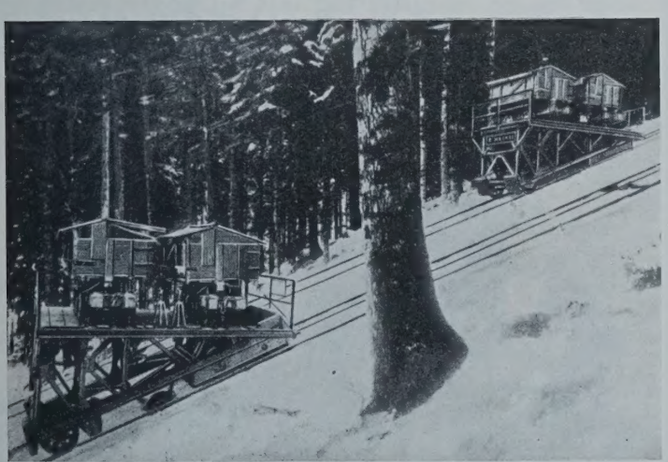


Abb. 10. Ausweichstelle in Streckenmitte.

Abb. 9 u. 10. Schrägaufzug beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre. Bauart Heckel, Saarbrücken.

Vor allem ist der Lastkraftwagenbetrieb überaus anpassungsfähig an stark wechselnde Fördermengen und — nicht zuletzt — auch an die Beschaffenheit der Straße.

Immerhin wird gelegentlich, z. B. bei Bauten im Gebirge, auch der Lastkraftwagen versagen oder sein Gebrauch doch stark eingeschränkt werden müssen: Beim Bau der 83 m hohen Staumauer von Montejaque[7]) in Südspanien stand er z. B. für den Zementtransport im Wettbewerb mit dem Maultier; im allgemeinen wird es jedoch auch im schwierigen Gelände gelingen, zeitgemäßere und wirtschaftlichere Fördermittel zu finden. Es sei dazu an die überaus hoch entwickelten Förderanlagen der bekannten neuesten Talsperrenbaustellen erinnert, die wohl noch für längere Zeit vorbildlich bleiben dürften und auf die in diesen Zeilen noch mehrfach Bezug zu nehmen sein wird.

Beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre wird z. B. ein Höhenunterschied

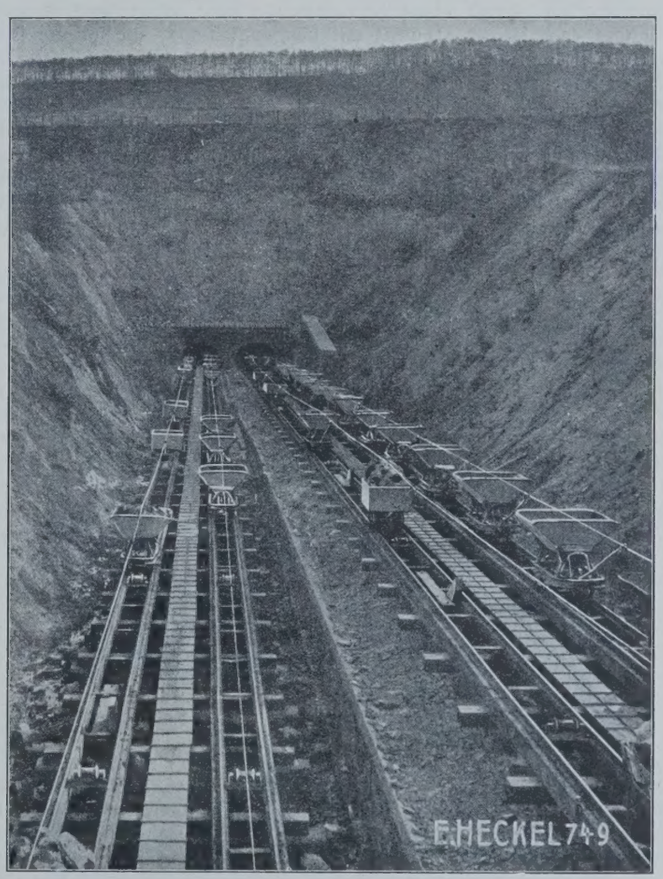


Abb. 11. Viergleisige Streckenförderung. Bauart Heckel, Saarbrücken.

von etwa 270 m vom Bahnhof Raumünzach bis zum Talsperrengelände durch einen von der Firma Heckel gelieferten Großraum-Schrägaufzug auf einer Strecke von 800 m überwunden. In der Mitte der Strecke ist eine Ausweiche vorgesehen, auf der sich die auf- und abwärts fahrenden beiden Förderbühnen begegnen. Die durchschnittliche Neigung des Schrägaufzuges beträgt 1 : 2,5; beide Förderbühnen sind so gebaut, daß sie zwei normale Kastenwipper von 900 mm Spur und etwa 5,6 t Gewicht aufnehmen können. Die Leistungsfähigkeit dieses Aufzuges beträgt bei einer Seilgeschwindigkeit von 1,5 m/Sek. und einer Zugkraft am Haken von etwa 40 t in achtstündiger Schicht etwa 140 t (Abb. 9 u. 10).

[7]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 20, S. 271.

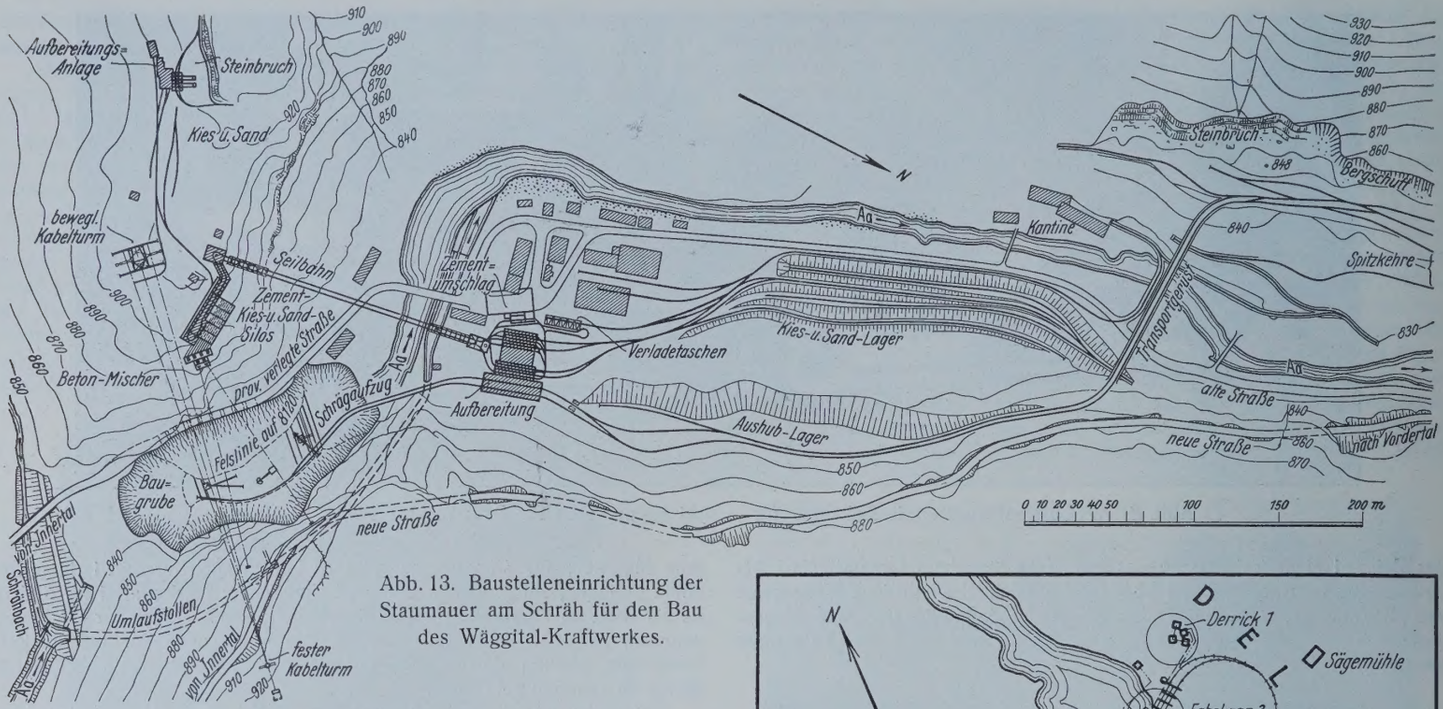


Abb. 13. Baustelleneinrichtung der Staumauer am Schräh für den Bau des Wäggital-Kraftwerkes.

Auch die Baueinrichtungen des Wäggital-Kraftwerkes besitzen für die Staumauer am Schräh einen Schrägaufzug. Eine viergleisige Streckenförderung nach Bauart Heckel mit Fangvorrichtung, die für die Berginspektion Rüdersdorf bei Berlin geliefert wurde, stellt Abb. 11 dar.

Die Kabelbahnen sind als Mittel zur Überwindung großer Geländeunterschiede, natürlicher oder anderer Hindernisse, wie Wasserläufe, Eisenbahngleise, Industrieanlagen bereits zu bekannt, um noch einer eingehenden Würdigung zu bedürfen. Die weiter unten behandelten Betonierungs- und Materialtransportanlagen innerhalb der Baustelle werden Gelegenheit bieten, auf dieses Fördermittel noch später genauer einzugehen (Abb. 37). Besonders bemerkenswert ist der auf Abb. 12 dargestellte Transport von Baugerät durch einen Kabelkran der Firma Bleichert.[8])

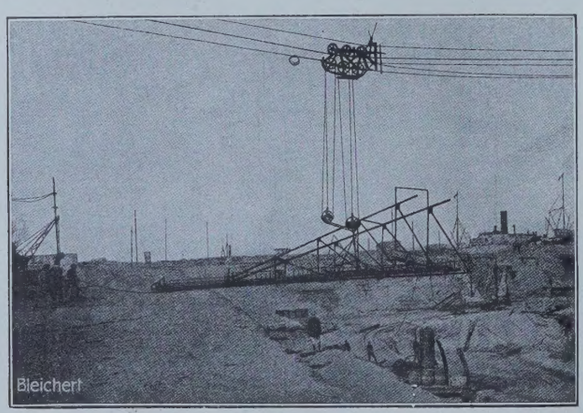


Abb. 12. Transport von Baugerät durch Kabelkrane, Bauart Bleichert, Leipzig.

Hand in Hand mit der Schaffung einer geeigneten Verbindung vom Bahnhof nach der Baustelle hat die Sorge für Unterbringung und Ernährung der Arbeiter (und Beamten) zu gehen. Den von Zwygart[9]) hierzu aufgestellten Grundsätzen dürfte kaum etwas hinzuzusetzen sein: In der Nähe von Städten und dichter bewohnten Gegenden bietet die Frage meist geringe Schwierigkeiten und erfordert im Höchstfalle den Bau von Tagesunterkunft- und Kantinenbaracken; außerhalb der Reichweite von Siedlungen liegt die Schaffung guter Wohn- und Verpflegungsverhältnisse gleicherweise im Interesse des Unternehmers wie der Bauleitung. Man vergleiche dazu die Barackenstadt auf der in Abb. 14 dargestellten amerikanischen Großbaustelle.

Über die bei der Einrichtung einer Großbaustelle in Frage kommenden verschiedenen Aufgaben und mannigfachen Fördermittel gibt der in Abb. 13 dargestellte Plan vom Bau der für das Wäggital-Kraftwerk gebauten Staumauer am Schräh einen guten Überblick.[10])

[8]) Vergl. a. Buhle: „Schwebende Drahtseilbahnen und Schienenhängebahnen", „Die Bautechnik" 1924, Heft 26.

Abb. 14. Baustelleneinrichtung für die Staumauer des Kraftwerkes am Saguenay River in Kanada.

In den zahlreichen Baracken befinden sich Werkstatt, Zimmerei und Reißboden, Transformatorenstation, Betonprüfstelle, Lagerschuppen, Bureaus, Kompressoranlage, Schlosserei, Badeanstalt, Kohlenschuppen; ohne weiteres sind kenntlich die Förderinstallation für die beiderseitigen Abschlußmauern, die Zugseilbagger, der Kabelkran, die Tragkabel der Betonrinnen, Seilbahn,

[9]) Vergl. Fußnote 6.

[10]) Vergl. Schweiz. Bauztg., Bd. 84, Heft 8.

Schrägaufzug, Kies- und Sandablage, Fördergerüst, Aufbereitungsanlagen, Steinbrüche, endlich die Kantinen.

Abb. 14 gibt zum Vergleich den Lageplan einer nordamerikanischen Großbaustelle wieder und zeigt die gesamten Baracken, Aufbereitungs- und Fördereinrichtungen beim Bau des Wasserkraftwerkes am Saguenay River in Kanada: Sie mußten allerdings um so sorgfältiger und dauerhafter hergestellt sein, als sie auch während dreier arktischer Winter in Benutzung zu bleiben hatten.

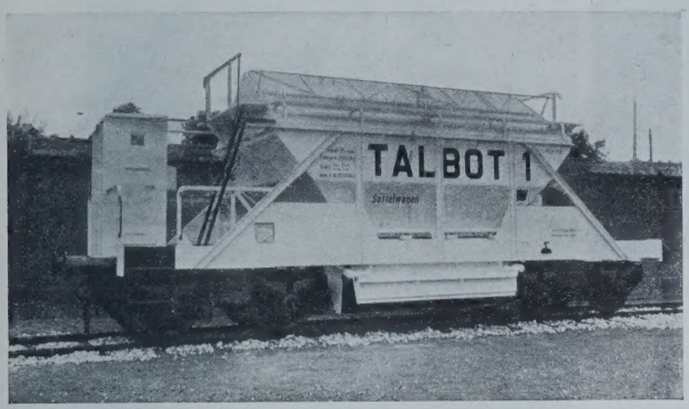


Abb. 15. Vierachsiger Talbot-Spezialwagen für ungesackten Zement.

Kehrt man zunächst noch einmal zu dem für den Bau in Frage kommenden Ausgangsbahnhof zurück, so wird sich vielfach — jedenfalls bei allen Ausführungen größeren Umfangs und von längerer Bauzeit — die Schaffung eines besonderen neuen Abstellgleises und je nach den Anschlußverhältnissen angelegter Ladegleise empfehlen. Auf diese wichtigen Teile der Baustelleneinrichtung sei an dieser Stelle nicht weiter eingegangen; ebensowenig auf das in der Literatur reichlich behandelte Gebiet der Bau- und Förderbahnen. Kurz erwähnt seien nur diejenigen Eisenbahnsonderwagen und Kastenkipper, die für den Transport von Baustoffen und Baugerät eigens geschaffen oder vorzugsweise geeignet sind. Daß auf diesem Gebiete noch eine Reihe neuer Möglichkeiten bestehen, beweist u. a. eine seinerzeit in „Beton u. Eisen“[11]) erschienene Rundfrage betreffend den Transport ungesackten Zements: Es würde durch ihn die leidige Sackfrage beseitigt und ihm auf Großbaustellen, wo der Zement ja ohnehin meist in losem Zustande in Silos gelagert wird, kein grundsätzliches Bedenken entgegenstehen (Abb. 15). Hierher gehört ferner die Frage des sogenannten Transportbetons, d. h. des weit von der Verwendungsstelle fabrikmäßig gemischten und in Sonderwagen über mehrstündige Entfernungen zum Bau gebrachten Betons. Mindestens amerikanische Fachkreise haben damit sowohl in technischer wie wirtschaftlicher Beziehung befriedigende Erfahrungen gemacht.

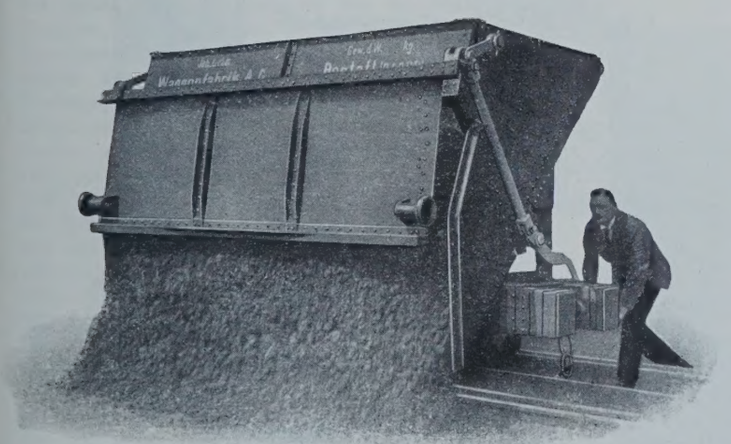


Abb. 16. Patent-Kastenkipper für Schüttgut der Waggonfabrik A.-G., Rastatt.

Früher nur dort wirtschaftlich, wo es sich — wie z. B. in Häfen — um die fortlaufende Entleerung einer großen Anzahl von Wagen handelte, macht sich neuerdings wegen der kurzen Arbeitszeit und der hohen Löhne das Bedürfnis nach mechanischer Entleerung auch in Fällen mittleren Bedarfs geltend. Vor allem dort, wo Zufuhr und Umladung von Schüttgut in Frage kommt, also u. a. auch für den Transport von Sand, Kies, Schotter; wie soeben bemerkt, unter gewissen Umständen auch für Sackgut wie Traß, Zement, Kalk u. dergl.

Wo Wagen mit mechanischer Kippvorrichtung (Abb. 16) fehlen, wo sie wegen der örtlichen Verhältnisse nicht in Frage kommen oder wo es

Abb. 17. Verladen von Schüttgut mittels fahrbaren Mackensen-Bandförderers.

sich um Sack- und Stückgut handelt, kann bereits hier — beim Entladen der anfahrenden Bahnwagen — mit Vorteil die weiter unten noch eingehender zu behandelnde Gurtförderung in Tätigkeit treten: in diesem Falle wohl meist in Form der fahrbaren Stapelwerke nach Abb. 17 bis 19. Sie sind in der Tat wie kaum ein anderes Mittel geeignet, die gerade beim Aus- und Umladen, Stapeln und Abfahren von Sand, Kies, Schotter und Sackgut besonders unproduktive Handarbeit auszuschalten.

Abb. 17 u. 18 stellen zwei von der Firma A. W. Mackensen, Magdeburg, gebaute fahrbare Bandförderer beim Umladen von Schüttgut aus Eisenbahnwagen in Lastkraftwagen und beim Stapeln von Sackgut dar, Abb. 19 die kräftigere Bauart der Firma Heckel.

Wie vollkommen und wirtschaftlich man für diesen Zweck auch mit standfesten Bandförderanlagen zu arbeiten vermag, beweist der in Eng. News-Rec. vom 13. August 1925 gebrachte Bericht über die Baustelleneinrichtung am Wanaque-Damm in New Jersey[12]); immerhin hat die bewegliche Ausbildung dieses Fördermittels für kleinere und wechselnde Verhältnisse ihre Vorzüge und paßt sich den Verschiebungen des Auflade- wie des Abladepunktes besser an. Der Antrieb geschieht durch einen 2- bis 3-PS-Elektromotor, der in der Mitte des Fahrgestells gelagert und durch ein Stromzuleitungskabel mit Steckdose bequem an jede Stromleitung anzuschließen ist. Wo kein Strom verfügbar ist, können oberhalb der Bandkonstruktion auch Benzin- oder Rohölmotoren angeordnet werden. Bei Ballen, Säcken und Kisten, vor allem aber bei nassen und schlammigen Massen sind fahrbare Becherwerke nach Abb. 20 von Vorteil, die außer-

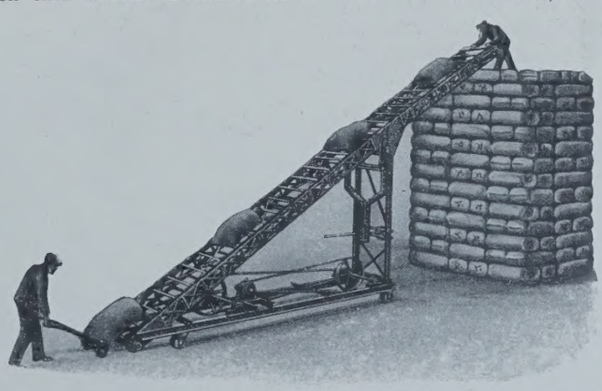


Abb. 18. Stapeln von Sackgütern durch Mackensen-Bandförderer.

dem auch dann geeigneter sind, wenn bei stärkeren Steigungen als 20 bis 25° die Adhäsion des zu fördernden Gutes am Bande von der Schwerkraft übertroffen wird. Bei der vorerwähnten Anlage am Wanaque River wird allerdings von den Sackfördergurten selbst eine Steigung von 44° noch überwunden.

Sind Baustoffe und Baugeräte entweder noch in den Eisenbahnwagen oder bereits umgeladen mit Hilfe der vorstehend behandelten Fördermittel

[11]) Vergl. „Beton u. Eisen“ 1924, S. 107 u. 179 sowie W. Nakonz: „Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten“, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 5.

[12]) Vergl. den Auszug in der „Bautechnik“ 1926, Heft 1, S. 18.

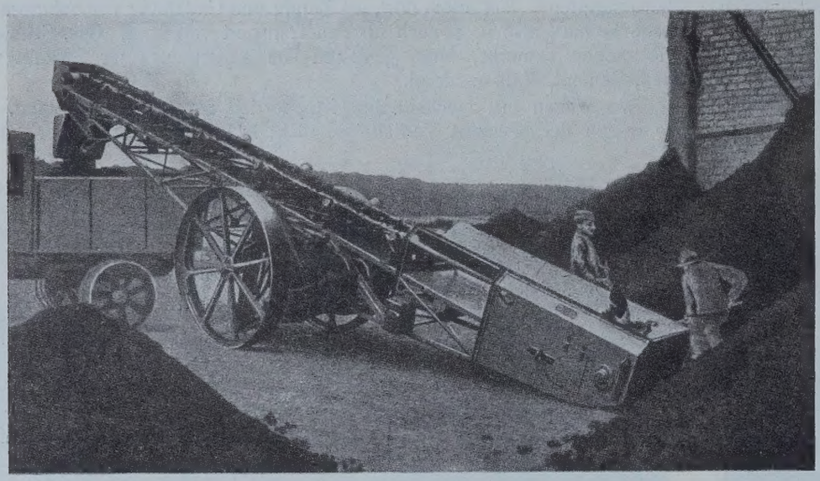


Abb. 19. Fahrbarer Gurtförderer für Schüttgut in kräftigerer Spezialausführung. Bauart Heckel.

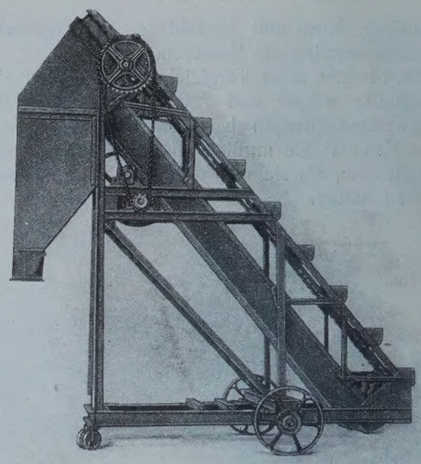


Abb. 20. Fahrbares Becherwerk. Bauart Mackensen.

zur Baustelle gelangt, so beginnt die Sorge um Lagerung und Aufbereitung. Die erstere geschieht für wertvollere und empfindlichere Baustoffe wie Zement, Kalk, Traß usw. in für Zu- und Abfluß gleich gut eingerichteten Silos, für Sand, Kies, Schotter u. dergl. ebenfalls oder auch in bequem zugänglichen Lagern.

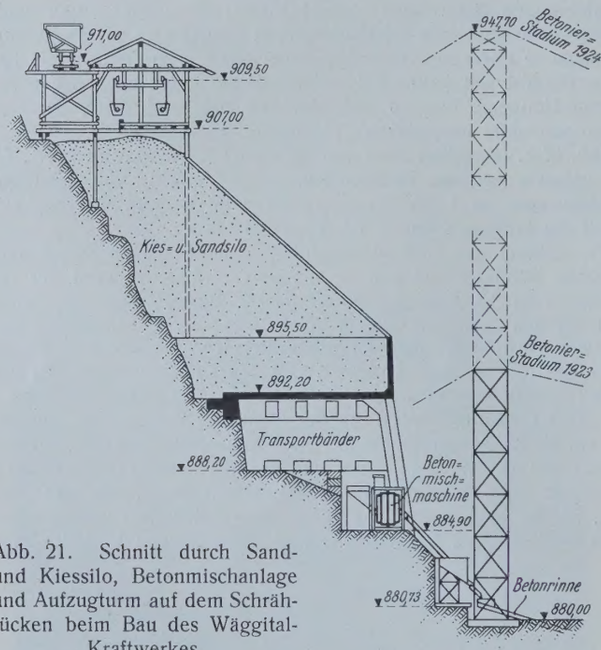


Abb. 21. Schnitt durch Sand- und Kiessilo, Betonmischanlage und Aufzugturm auf dem Schrährücken beim Bau des Wäggital-Kraftwerkes.

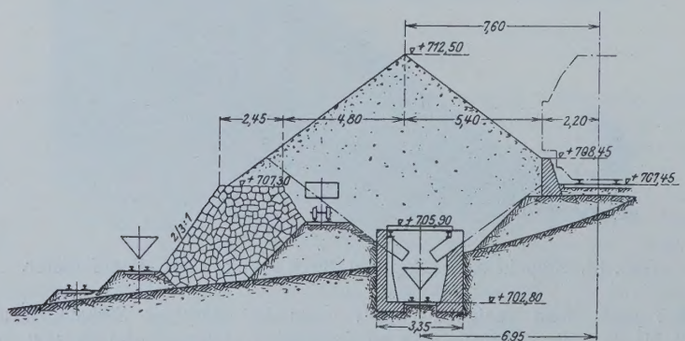


Abb. 22. Sandlager beim Bau der Muldenberg-Talsperre.

Abb. 21 zeigt einen Schnitt durch Kies- und Sandsilos, Betonmischer und Aufzugtürme auf dem Schrährücken beim Bau des Kraftwerkes Wäggital und läßt erkennen, wie geschickte Benutzung der Geländeverhältnisse eine fast vollkommene Lösung für die Vereinigung all dieser zusammengehörigen Anlagen ermöglicht hat. Das in Abb. 22 dargestellte Sandlager beim Bau der Talsperre Muldenberg[13]) stellt sich als ein großer, 1400 m³ fassender, durch einfaches Ausschütten der oben anrollenden Eisenbahnwagen entstandener Sandhaufen dar. Er ist in der Längsrichtung durchtunnelt, wobei die Tunneldecke aus alten Eisenbahnschwellen, die Stützmauern aus Bruchsteinen bestehen. In den letzteren befinden sich

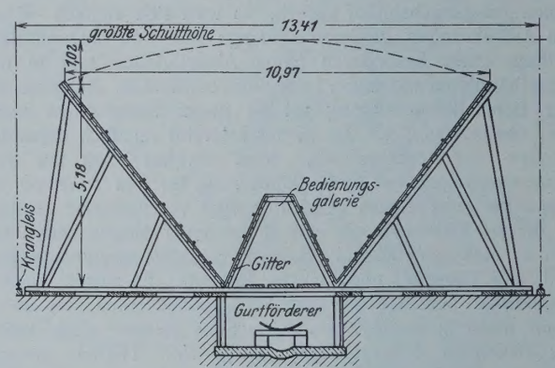


Abb. 23. Sand- und Kieslager beim Bau eines New Yorker Kraftwerkes.

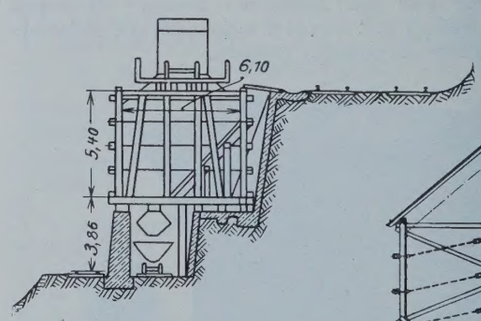


Abb. 24. Sand- und Kiessilo beim Bau des Exchequer-Dammes in Kalifornien.

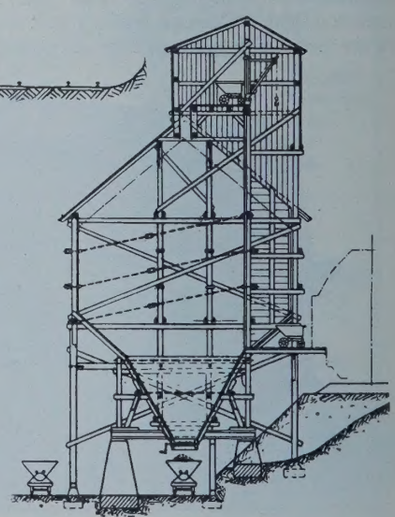


Abb. 25. Schnitt durch Zement- und Traßsilo beim Bau der Muldenberg-Talsperre.

14 Rutschen, mit denen die in den Tunnel einfahrenden Muldenkipper beladen werden. Im Prinzip ganz ähnlich ist das in Abb. 23 wiedergegebene Sand- und Kieslager beim Bau eines New Yorker Kraftwerkes[14]), dessen Abmessungen freilich weit kleiner sind und bei dem die Förderung zur Mischanlage durch Gurtförderer stattfindet.

Im Gegensatz dazu wurden beim Bau des Exchequer-Dammes[15]) in

[13]) Vergl. Fußnote 2.
[14]) Vergl. Concrete Detroit 1925, Aprilheft, S. 119.
[15]) Vergl. Eng. News-Rec. vom 28. Mai 1925, S. 822.

Kalifornien (Abb. 24) die Zuschlagstoffe in einem festen Silo gelagert, der unmittelbar aus dem Eisenbahnwagen von oben her gespeist wurde und unten durch einen Auslaß üblicher Art seinen Inhalt in darunter fahrende Kippwagen abgab.

Das Muster eines Bindemittelsilos für Großbaustellen stellt der in Abb. 25 wiedergegebene, ebenfalls von der Philipp Holzmann A.-G. für Muldenberg gebaute dar. Seine Füllung geschieht aus Muldenkippern, die

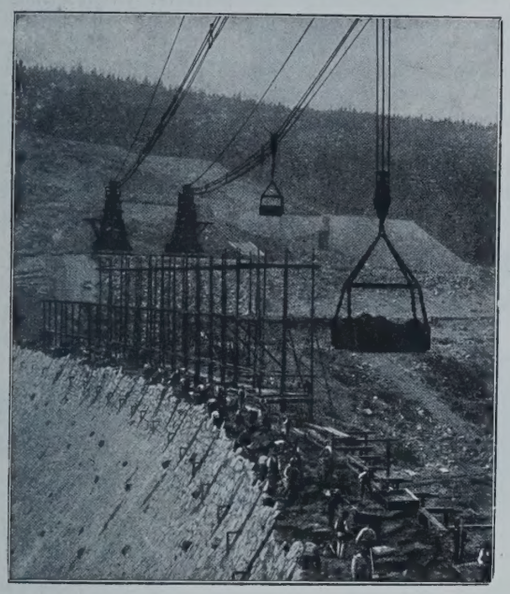


Abb. 26. Baustoff-Förderung durch zwei schwenkbare Kabelkrane, Bauart Bleichert, beim Bau der Hammergrundtalsperre.

unmittelbar in den Eisenbahnwagen fahren, dort aus den Säcken beladen werden, alsdann durch elektrischen Aufzug auf die oberste Plattform des Ladeturmes gehoben und in ein Verteilungsrinnensystem geschüttet werden; die vorher erwähnten Spezialwagen nach Bauart Talbot hätten hier jedenfalls eine weitere Vereinfachung des Fördervorganges ermöglicht.

Selbstverständlich wird man nach Möglichkeit alle dafür nur irgendwie geeigneten Baustoffe, wie Bruchsteine und — in erster Linie — die Betonzuschlagstoffe nahe der Baustelle zu gewinnen suchen, sei es aus geeigneten Sand- und Kiesgruben, sei es durch Inbetriebnahme eines Steinbruches. Die in den Fußnoten 2, 3 und 6 angegebenen Quellen behandeln eingehend auch diesen wichtigen Teil einer Großbaustelle. Besonders sei erinnert an die auf der letzten Betontagung von Dr. Enzweiler gezeigten wirkungsvollen Bilder für die Anwendung der flüssigen Luft als Sprengmittel beim Steinbruchbetrieb der Schwarzenbach-Talsperre.

Weiterhin sei daran erinnert, daß Direktor Arndt bei seinen Schilderungen vom Bau der Muldenberg-Talsperre den Steinbruch in den meisten Fällen als eine Ursache unliebsamer Überraschungen bezeichnen mußte. Sachgemäßer Anlage und geschickt gewählter Förderung des gebrochenen Gutes zur Aufbereitungsanlage durch Schmalspur- oder Kabelbahn, bei einigermaßen günstigen Geländeverhältnissen auch nach neuerem amerikanischen Vorbilde durch Gurtförderer (Abb. 28), wird es gelingen, jene Überraschungen auf ein Mindestmaß zu beschränken. Bemerkt sei ferner, daß die Ausbeutung eines Steinbruches für Betonzwecke sich meistens viel vorteilhafter und wirtschaftlicher gestalten läßt als für Bruchsteingewinnung, was bei der Wahl der Ausführungsart zu berücksichtigen ist.

Von den für den Weg zur Brech- und Mahlanlage soeben erwähnten Fördermitteln sei auf die beiden ersteren nicht weiter eingegangen; von den Möglichkeiten der Seilförderung ist bereits oben (Abb. 10 bis 12) und wird noch an anderer Stelle berichtet, eine ausführliche Schilderung bringt Buhle in der „Bautechnik" 1924, Heft 26. Eine Förderung von Baustoffen durch schwenkbare Kabelkrane beim Bau der Hammergrund-Talsperre im Erzgebirge wird in Abb. 26 dargestellt. Abb. 27a u. b zeigen die von der Firma Heckel gelieferte Kabelkrananlage beim Bau der Staumauer bei Eguzon, Dep. Indre in Frankreich, die das Gefälle der Creuse zur Erzeugung elektrischer Energie für die Strecke Paris—Bordeaux der Orléans-Bahn ausnutzt. Zur Verwendung gelangten drei Kabelkrane von rd. 300 m größter Spannweite, 4200 kg Brutto- und 3000 kg Nettotragkraft.

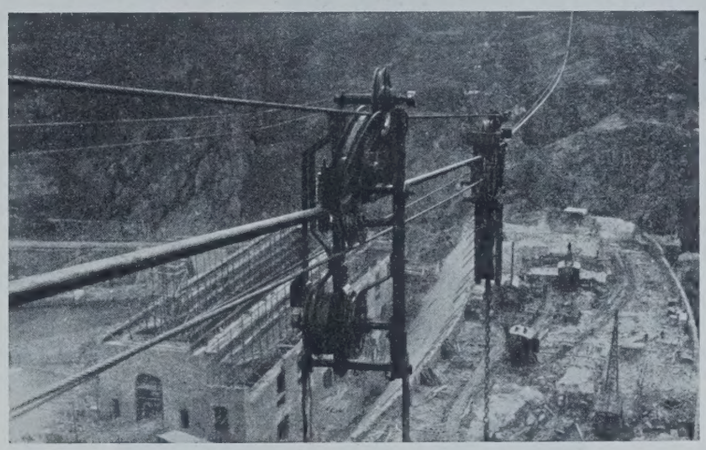


Abb. 27a u. b. Kabelkrananlage beim Bau der Eguzon-Talsperre in Frankreich, Bauart Heckel, Saarbrücken.

Eingehender soll auch hier bei der Gurtförderung verweilt werden, nachdem die wichtige Rolle fahrbarer Bandförderer für Lagerplatz- und Werkbetrieb sowie für den Umschlagbahnhof bereits gewürdigt ist. Im Gegensatze zu ihnen sind die für Steinbruch- und Baustellenbetrieb in Frage kommenden Bandförderanlagen mehr standfester Art, obschon auch bei ihnen Wert darauf zu legen ist, daß sie ebenso leicht aufgestellt wie abgebaut werden können, denn z. B. die Förderung von Erdmassen ist in der Regel an täglich wandernde Arbeitsplätze gebunden, denen sich

Abb. 28. Gurtförderung Bauart Heckel (System Muth-Schmidt) im Steinbruch.

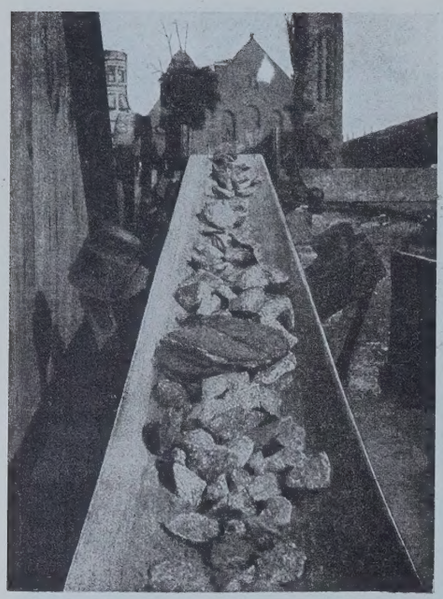


Abb. 29a. Steinförderung beim Bau einer Untergrundbahn, Bauart Heckel (System Muth-Schmidt).

die Förderanlage anzupassen hat. Sie muß ferner allen Witterungsverhältnissen und auch starken Beanspruchungen durch das Fördergut gewachsen sein. Das deutsche Fachschrifttum hat über diesen Gegenstand noch recht wenig gebracht, das amerikanische dagegen widmet ihm neuerdings zunehmende Aufmerksamkeit; immerhin sind auch von deutschen Firmen schon seit Jahren bemerkenswerte und allen Ansprüchen gewachsene Anlagen hergestellt worden, von denen die Abb. 28 bis 29b Ausführungen der Firma Heckel darstellen. Die von ihr benutzten Gummigurte erfahren durch Schwankungen der Temperatur keinerlei Längenänderung und sind in der Lage, auch schwere und scharfkantige Steine ohne Schaden zu fördern. Ein weiterer Vorzug dieser Gurte ist, daß bei ihnen keinerlei Gelenke und scharfe Kanten die bedienenden Arbeiter verletzen können, wie das z. B. bei Becher- und Kettenförderern der Fall ist. Abb. 28 u. 29a zeigen den Transport von Steinen im Bruch sowie beim Bau einer Untergrundbahn. Die muldenförmige Gurtlagerung hat sich besonders bewährt und ermöglicht eine sicherere Förderung sowie die Verwendung schmälerer Gurte als ebene Tragflächen. Die in Abb. 29b

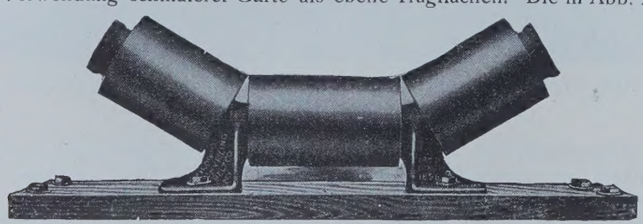


Abb. 29b. Auf Holzschwellen gelagerte dreiteilige Muldentragrolle, Bauart Heckel.

gezeigte dreiteilige Ausbildung der Tragrollen gewährleistet eine sichere Lagerung und Stützung des Gurtes und verhütet jedes Brechen und Knicken; sie sind auf Holz- und Eisenschwellen montiert, für größere Gurtbreiten kommt die fünfteilige Muldentragrolle in Frage. Abb. 30 zeigt die ausgedehnt Gurtförderanlage beim Bau großer Klärbecken in Buffalo, wo der Beton durch Anlegen einer Schüttrinne in einfachster Weise eingebracht wird.

Wie bereits bemerkt, werden die bisherigen sogenannten „handfertigen" Sprengmittel in steigendem Maße durch die Sprengung mit flüssiger Luft ersetzt,[16]) die im Steinbruchbetrieb und Stollenbau in steigendem Umfange Anwendung findet. Für Sprengarbeiten kleineren Umfanges, namentlich für die Beseitigung alter Mauern und Fundamente in der Nähe von Verkehrsgegenden und Gebäuden ist ferner das Kaltsprengverfahren der Spreng- und Tauchgesellschaft in Kiel zu nennen, das ein hydraulisches ist und eine Verbesserung der älteren Sprengpumpe darstellt: Die Vorrichtung besteht aus einer Anzahl Sprengzylindern, einem Verteilerstück und einer Hochdruckpumpe mit Manometer und Rohrleitungen. In die vom Bohrschlamm gereinigten Bohrlöcher werden die Sprengzylinder versenkt, etwaige Zwischenräume zwischen der Bohrlochwand durch eiserne Schellen ausgefüllt und an den Stutzen des Zylinders ein 3,5 mm weites Kupferrohr angeschlossen, das zu einem Verteilerstück führt. Von diesem, das ein beliebiges Abstellen der angeschlossenen Zylinder ohne Lösen der Verbindung gestattet, führt das 5,8 mm weite Hauptrohr nach der Hochdruckpumpe, die das Preßwasser auf die Kolben der Zylinder drückt. Die Deckelschalen der letzteren drücken langsam auf die Bohrlochwände, und das Gestein reißt in der gewünschten Richtung.[17])

[16]) Vergl. u. a. „Bauingenieur" 1924, Heft 12, ferner „Die Bautechnik" 1924, Heft 23 u. 46, 1925, Heft 28 sowie „Zeitschriftenschau f. d. gesamte Bauingenieurwesen" Vs.

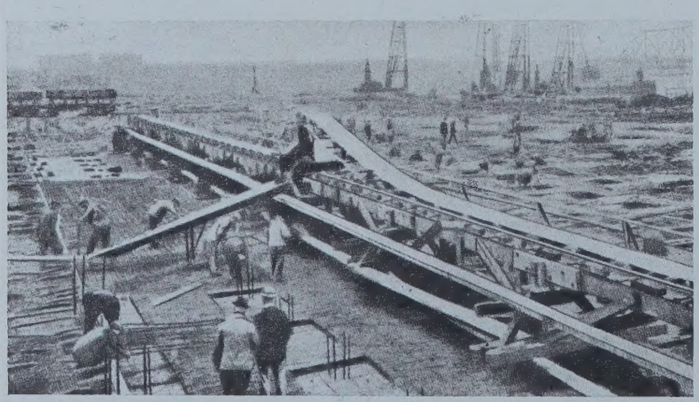


Abb. 30. Gurtförderung für Gußbeton beim Bau einer Kläranlage in Buffalo.

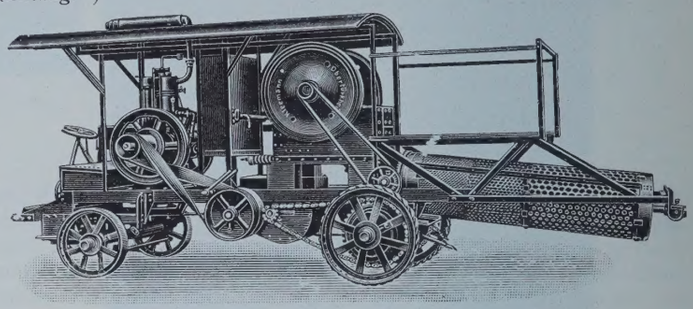


Abb. 31. Selbstfahrbarer Steinbrecher, Bauart Kleemann, Stuttgart-Obertürkheim.

Das aus dem Steinbruch kommende Material bedarf — wo es sich um seine Verwendung für Betonzwecke, Schotter oder Straßendecken u. dergl. handelt — einer weiteren Zerkleinerung im Steinbrecher. Diese kann natürlich im oder nahe beim Steinbruch geschehen, was für den Transport unter Umständen manche Vorteile hat; in der Regel wird — für Großbaustellen — die Brechanlage mit den anderen Teilen der Aufbereitungsanlage vereinigt und in möglichst bequeme Verbindung zur Mischanlage gebracht werden. Für größere Straßen- und Eisenbahnbauten, bei denen der gewonnene Schotter auf lange Strecken zu verteilen ist, sind fahrbare Steinbrecher von Vorteil, ebenso — wegen ihrer leichten Beweglichkeit — für kleinere Baustellen und kurze Bauzeiten; ebenso, wie z. B. in vielen überseeischen Ländern, dort, wo das Bauholz für eine standfeste Anlage knapp oder die Herstellung einer solchen aus anderen Gründen erschwert ist. Die Vereinigten Fabriken Kleemann in Stuttgart-Obertürkheim haben eine Reihe solcher ortsfesten und fahrbaren Maschinen hergestellt, von denen hier nur das neue Modell eines Selbstfahrer-Steinbrechers in Abb. 31 wiedergegeben sei, der die Vorzüge geringer Abnutzung, einfacher Bedienung und sparsamen Betriebsstoffverbrauchs mit bequemer Entnahme des Materials verbindet.

Wichtiger für unseren Zweck sind die u. a. von der Ibag (Internationale Baumaschinenfabrik A.-G.) in Neustadt a. d. Haardt hergestellten Betonaufbereitungsanlagen, deren eine z. B. für das mehrfach behandelte Kraftwerk Wäggital geliefert ist: Das Rohmaterial, das mit 5-m³-Selbstentladern angefahren wird, kommt hier zunächst auf einen Sortier- und Transportrost, auf dem alle Stücke unter 160 mm Korngröße ausgeschieden, aus einem unter dem Rost angebauten Silo durch einen Beschickungsapparat entnommen und einer großen Kieswaschanlage zugeführt werden. Diese besteht aus einer zylindrischen Trommel, in der Transportschaufeln das Material nach dem Trommelauslauf fördern; im Gegenstrom wird in den letzteren Wasser eingeführt, so daß das aus der Trommel gelangende reine Material nur mit reinem Wasser in Berührung kommt, das hinten befindliche in die Trommel gelangte ungereinigte Material aber nur mit schmutzigem Wasser. Am Auslaufende der Waschmaschine ist ein Sortiertrichter mit drei Lochungen angeordnet, der das gewaschene Material in drei Korngrößen von 0 bis 12, 12 bis 40 und 40 bis 80 mm scheidet. Das in die Trommel zurücklaufende Schlammwasser mit dem feinen Sand wird durch die Abflußrinne einer besonders konstruierten Sandgewinnungsanlage zugeleitet, wo der gewonnene Sand in Silos aufgespeichert und nach Bedarf abgefahren wird.

Unter dem Sortiertrichter der Kieswaschmaschine sind (vergl. die in Abb. 32 dargestellte Schotteranlage mit Rundbrecher nach Bauart der Fried. Krupp A.-G.) zum Sammeln des gewaschenen Kieses für jede einzelne Körnung Silos vorgesehen, deren Inhalt durch Sonderverschlüsse in die Selbstlader oder die Seilbahnen gelangt: Das Material über 160 mm Korngröße wird von dem Sortier- und Förderrost selbsttätig in eine seitlich

[17]) Eine ausführliche Beschreibung findet sich in Heft 24, Jahrg. 1924 des „Eisenbahnwerk".

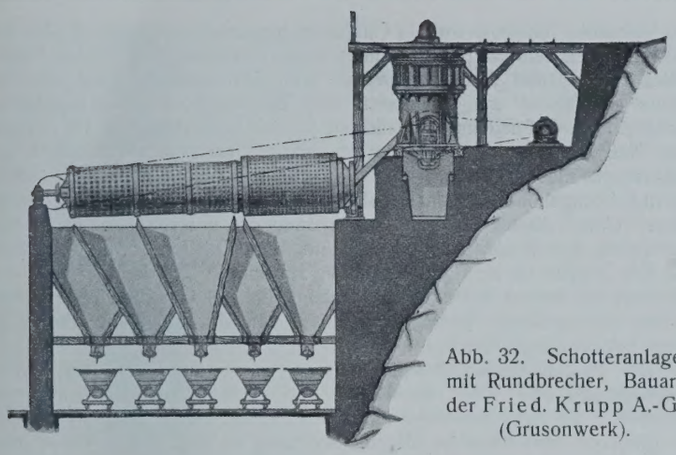


Abb. 32. Schotteranlage mit Rundbrecher, Bauart der Fried. Krupp A.-G. (Grusonwerk).

des Rostes angebrachte Rinne gebracht, in die auch das 80 bis 160 mm große Überlaufmaterial aus dem Trichter auf einer Schrägen gelangt. Das Ganze rutscht dann in einem Vorbrecher von 750/400 mm Maulweite, wird hier gebrochen und durch einen Schrägelevator auf die hochliegende Sortiertrommel von 1500 mm Durchm. gehoben. Hier findet die endgültige Trennung in die einzelnen Körnungen 0 bis 6, 6 bis 13, 13 bis 45, 45 bis 75 und 75 bis 105 mm statt; der Überlauf dieser Sortiertrommel gelangt über eine schräge Rutsche auf einen Nachbrecher, von diesem wieder auf die Trommel zurück.

Zu beiden Seiten der Silos ist je eine Förderrinne vorgesehen, die durch praktisch eingerichtete Verteilerkasten mit Verschluß beschickt werden, um dann selbst wieder zwei Differential-Glattwalzwerke zu speisen. Diese Teilanlage dient dazu, im Bedarfsfalle die nötigen Mengen Feinsand herzustellen, wie er bei großen Betonbauten stets erforderlich ist: Von den beiden Walzwerken rutscht der fertige Sand mit dem vom Vorbrecher kommenden Schotter in den bereits erwähnten Becherelevator und wird ebenfalls auf die Sortiertrommel zum Absieben hochgehoben.

Da sämtliche Maschinen mit Ausrückern versehen sind, können — wenn kein Bedarf an Feinsand besteht — die Förderrinnen und Walzwerke außer Betrieb gesetzt werden.[18])

Der Antrieb geschieht durch Elektromotoren, und zwar wird jede Gruppe durch einen besonderen Motor betrieben. Beim Wäggitalbau waren zwei solcher Anlagen nebeneinander in Betrieb und erzielten zusammen eine Tagesleistung von 700 bis 800 m³.

[18]) Vergl. die Darstellung in Abb. 11 auf S. 98 der Schweiz. Bauztg. vom 23. August 1924. Vergl. Fußnote 3.

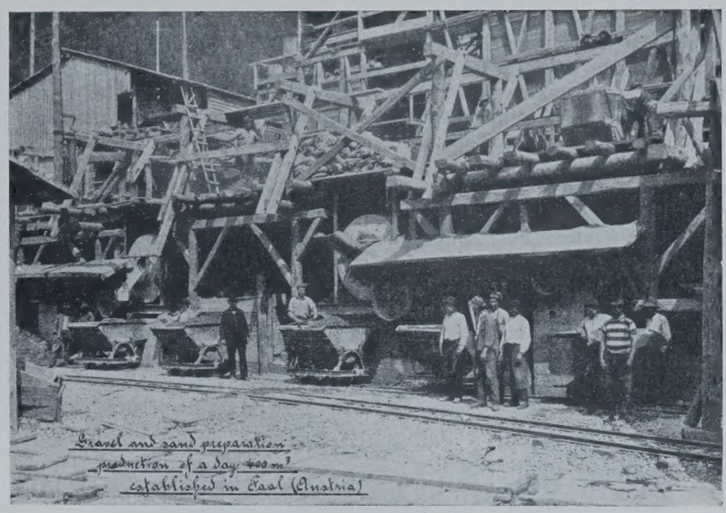


Abb. 33. Betonaufbereitunganlage beim Bau des Kraftwerkes Faal a. d. Drau.

Abb. 33 stellt die ebenfalls von der Ibag gelieferten Betonaufbereitungsanlagen und Kieswaschmaschinen, Grob- und Feinbrecher, Walzwerke und Betonmischer auf der Baustelle des Kraftwerkes Faal a. d. Drau dar: Kies, Sand und Zement werden aus den Silos — der für den letzteren befindet sich neben der Aufbereitungsanlage — in auf Gleisen laufenden Meßwagen gefüllt und nach der Mischanlage gefahren; von dort wird die fertige Mischung in Kippwagen nach der Verwendungsstelle gebracht. Die Möglichkeit einer Zwischenlagerung des Sand- und Kiesmaterials auf einem Lagerplatz ist vorgesehen; der Verkehr von diesem zur Bühne der Mischanlage geschieht in Kippwagen mittels Seilzuges auf schiefer Ebene (vergl. hierzu auch Abb. 10).

Abb. 34 zeigt den Schnitt durch eine Betonaufbereitungsanlage für aus dem Steinbruch kommendes Rohmaterial, die von der Ibag für den Bau einer großen Staumauer in Italien geliefert ist, am Bergabhang errichtet wurde und bei der die Zufuhr 19 m höher stattfindet als die Abfuhr.

Das gebrochene Gestein wird auf einer Zufahrtbühne in die Einwurftrichter gekippt und gelangt von hier gebrochen in eine gemeinsame Sortiertrommel zum Zerlegen in die einzelnen Korngrößen 0 bis $1^1/_2$,

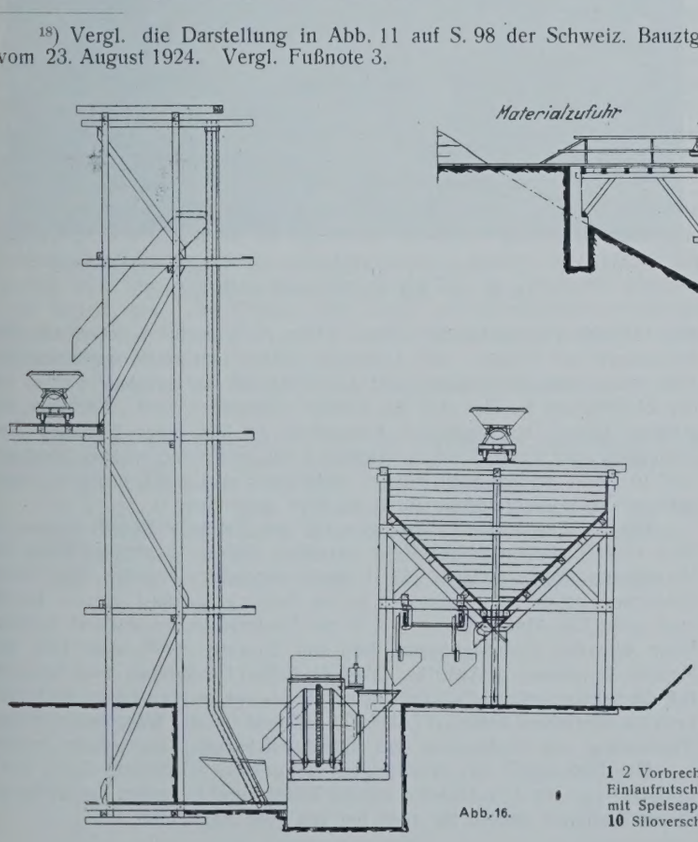
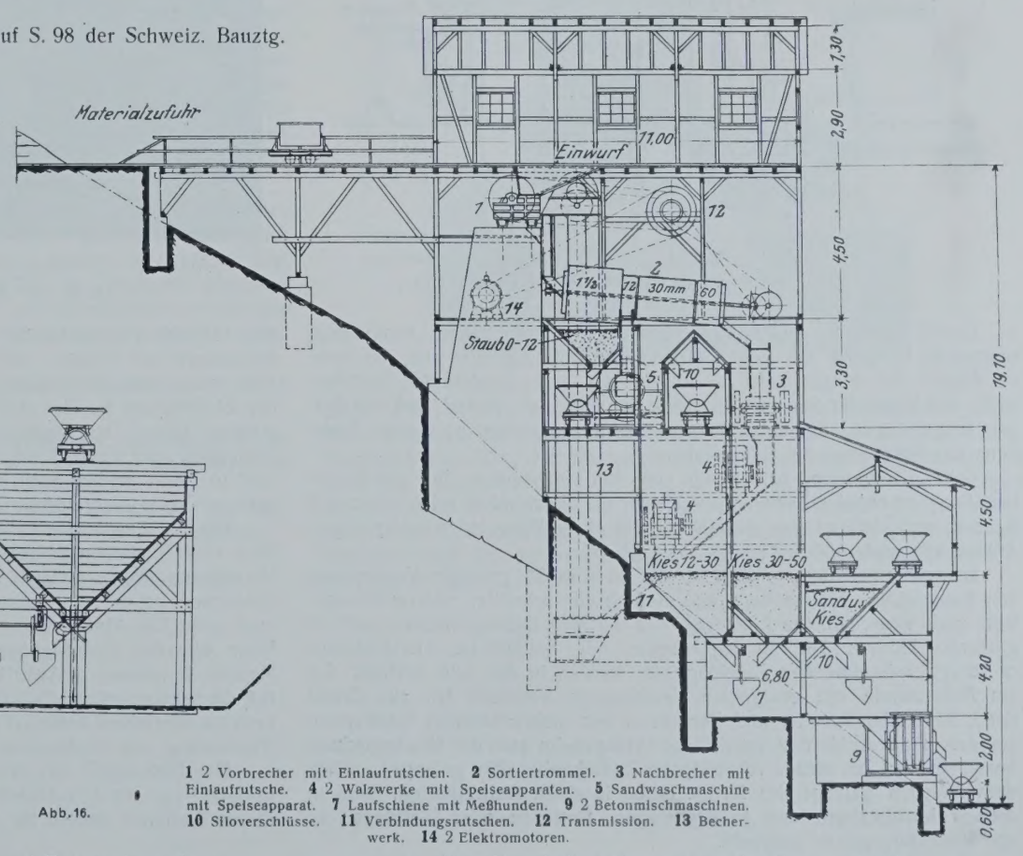


Abb. 35. Schema einer Betonmisch- und Betonaufzuganlage, Bauart Ibag.



1 2 Vorbrecher mit Einlaufrutschen. 2 Sortiertrommel. 3 Nachbrecher mit Einlaufrutsche. 4 2 Walzwerke mit Speiseapparaten. 5 Sandwaschmaschine mit Speiseapparat. 7 Laufschiene mit Meßhunden. 9 2 Betonmischmaschinen. 10 Siloverschlüsse. 11 Verbindungsrutschen. 12 Transmission. 13 Becherwerk. 14 2 Elektromotoren.

Abb. 34. Aufbereitungsanlage für Betonmaterial beim Bau einer Staumauer in Italien, Bauart Ibag.

$1^1/_2$ bis 5, 5 bis 30 und 30 bis 55 mm; der Feinsand wird in diesem Falle nicht benutzt und daher abgefahren. Der Sand der Körnung $1^1/_2$ bis 5 mm kommt unmittelbar oder über eine Schüttelrutsche zu gründlicher Reinigung nach der Sandwaschmaschine. Die Korngrößen 5 bis 30 und 30 bis 55 mm gelangen unmittelbar in unter der Sortiertrommel angeordnete Silos, aus diesen durch den Verschluß unten in die Meßhunde — bewegliche Fülltrichter mit Meßeinteilung — und in diesen auf einer Hängeschiene zu den Sandsilos, wo der Sandkörnung $1^1/_2$ bis 5 und 5 bis 12 mm ein gewünschtes Mischungsverhältnis zugesetzt wird. Ebenso gelangt der erforderliche Zement mittels einer beliebig einstellbaren Meßvorrichtung in die Meßhunde, die alsdann das trockene Gemenge zur Mischanlage führen. Von dieser wird die fertige Betonmasse in Kippwagen abgelassen und zur Verwendungstelle gefahren. Während des Mischens wird der Vorfüllkasten der Mischmaschine von neuem gefüllt und nach Entleeren der Trommel durch Öffnen eines Schiebers sein Inhalt in jede Trommel abgelassen, so daß keine Unterbrechung entsteht.

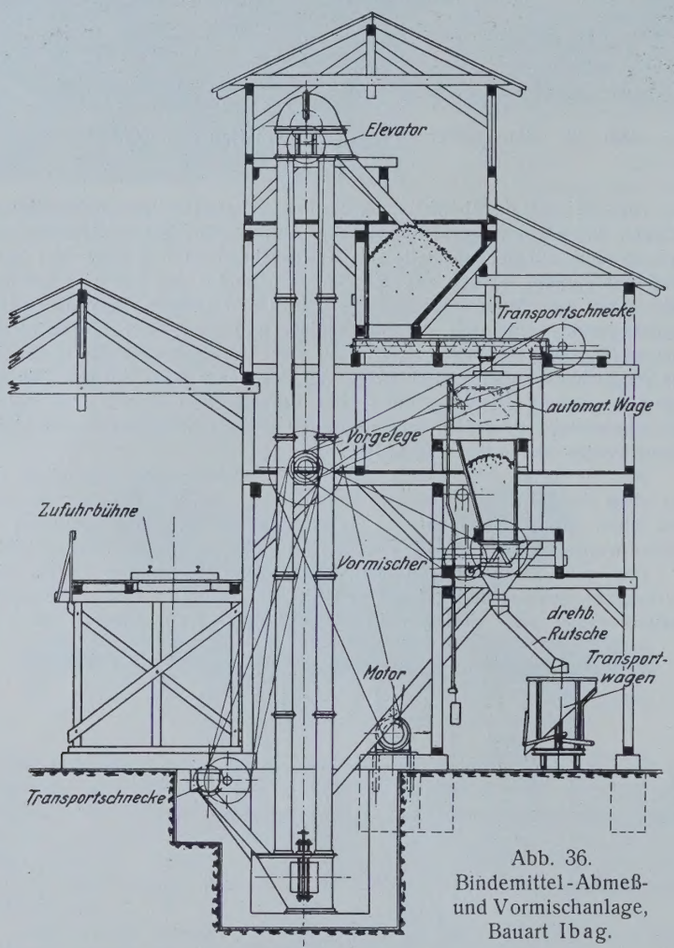


Abb. 36. Bindemittel-Abmeß- und Vormischanlage, Bauart Ibag.

Damit man mit der Anlage auch weiterarbeiten kann, wenn beim langsamen Fortgang der Betonierarbeiten die Silos gefüllt sind, ist oben an diesen die Möglichkeit zur Abfuhr der gebrauchsfertigen Zuschlagstoffe auf Vorratshalden gegeben; das hat auch den Vorteil, daß die Aufbereitungsanlage nötigenfalls für Ausbesserungen stillgelegt werden kann, ohne das Betonieren zu unterbrechen.

Sehr oft werden, namentlich auch bei Hochbauten, bei der Betonbereitung erhebliche Höhenunterschiede zu überwinden sein, ohne daß Bauzeit und Umfang der Ausführung die Herstellung einer kostspieligen Anlage wie nach Abb. 34 rechtfertigen.

In solchen Fällen ermöglicht die in Abb. 35 gezeigte Vereinigung von Baustoffsilo, Mischanlage und Aufzug die schnelle, unterbrechungslose und wirtschaftliche Lieferung des fertigen Betongemisches auch in größeren Höhen: Die in Kippwagen, mit Seilkübeln, Gurtförderern od. dergl. ankommenden Zuschlagstoffe werden in den Silo gekippt, der am Auslaufende mit geeigneten Verschlüssen versehen ist, aus denen Sand, Kies oder Schotter und Zement in den mehrerwähnten Meßhunden auf der in der Abbildung ersichtlichen Hängebahn nach der Mischmaschine bezw. in den bei dieser vorhandenen Zwischenbehälter gelangen. Nach dem Mischen gelangt der fertige Beton in einen Aufzugkasten, wird in diesem hochgezogen und in Kippwagen, Rutschen oder Gießrinnen an die Verwendungstelle gebracht.

Zum Schluß sei — in Abb. 36 — noch die Bindemittel-Abmeß- und Vormischanlage für den Bau der Schleuse Flaesheim i. Westf. gezeigt. Das genannte Bauwerk wird in Gußbeton hergestellt, es bestand also die Notwendigkeit sehr sorgfältiger und genauer Mischung: Die beiden Bindemittel Zement und Traß werden mit einer Schmalspurbahn auf erhöhter Bühne angefahren und zunächst in dem Bindemittelschuppen abgeladen. Unterhalb des Fußbodens ist in diesen je eine Förderschnecke für Zement und Traß eingebaut, die beide Materialien nach den staubdicht geschlossenen Elevatoren bringen. Von ihnen werden sie auf je einen Vorsilo hochgehoben; ebenso gelangen die Zuschlagstoffe in getrennte Silos. Unter diesen läuft ein Förderband, das unter Verwendung einer sehr genau arbeitenden Abgabevorrichtung dem Vorsilo der Mischmaschine das Gut jeweils im richtigen Verhältnis zubringt; von der Mischmaschine aus läuft der fertige Beton in den Aufzugkübel des Gießturms, wird oben in den Aufzugtrichter gekippt und läuft von da durch die Rinnen an seine Verwendungstelle.

Die letzten beiden Beispiele leiten bereits über zu dem letzten Abschnitt auf dem Wege des Betons von Zementfabrik, Kiesgrube und Steinbruch bis zum Einbringen in die Schalung. Dieses geschah früher bei größeren Bauwerken im allgemeinen wohl so, daß der — meist „erdfeucht" vorgeschriebene — Beton in Loren an Ort und Stelle gefahren und entweder aus dieser unmittelbar in die Schalung gekippt wurde oder, weil das von einer sorgsamen Baubehörde meist streng verboten war,

Abb. 37. Einbringen von Gußbeton im Kabelkranverfahren beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre.

über Rutschen eingebracht wurde. Der z. T. recht heiße Streit der Meinungen um Stampf- oder Gußbeton dürfte sich heute zugunsten des letzteren entschieden haben, und es bleibt nur abzuwarten, welche Art der Einbringung für ihn sich am meisten einbürgern wird. Nachdem vor einigen Jahren amerikanische Fachblätter in fast jeder Nummer Darstellungen und Beschreibungen riesiger Turm- und Rinnenanlagen brachten, sind in ihnen seither auch andere, einfachere, aber nicht weniger zweckmäßige Gußbetonierungsverfahren zu Wort gekommen:

Die umfangreichen Gründungen für das Barclay-Visey-Hochhaus in New York[19]) wurden in der Weise betoniert, daß der gießfähige Beton auf besonderen Plattformwagen in Kübeln angefahren wurde, die durch Drehkrane gefaßt und entweder in die Schalung gekippt oder — soweit man unter Druckluft arbeitete — in die Förderschleusen entleert wurden. Über dieselbe Einbringungsart berichtet Enzweiler[20]) vom Bau der Kensiko-Staumauer in Amerika. Von deutschen Großbauten wird bekanntlich die Schwarzenbach-Talsperre durch die Siemens-Bauunion im Kabelkran-Gießverfahren betoniert (Abb. 37), während bei der Wäggitalsperre eine Verbindung von Gießrinnen- und Kabelkranförderung angewendet wurde.

Das Einbringen von zähflüssigem Beton (also Gußbeton) durch Gurtförderer[21]) gewinnt in Amerika schnell Boden, und die guten Eigenschaften dieser Förderart sichern ihr auch bei uns gute Aussichten.

[19]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik" 1924, Heft 43.
[20]) „Bauingenieur" 1923, Heft 6. — [21]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 1.

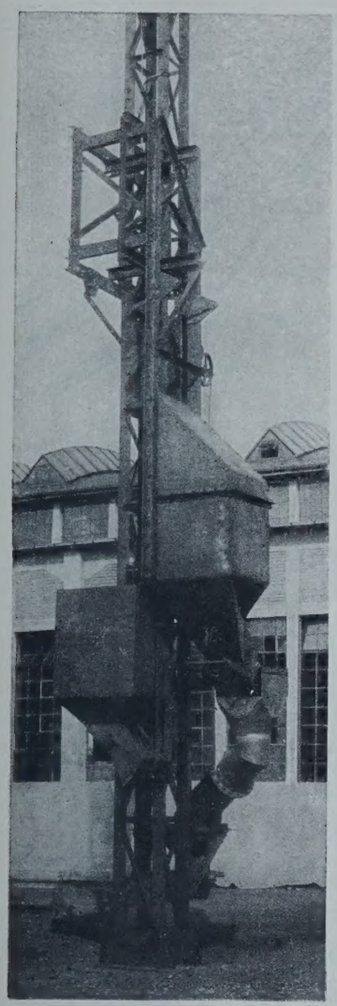


Abb. 38. Gießmast, Bauart Ibag.

Immerhin wird namentlich für Hochbauten das Gußbeton-Einbringungsverfahren mittels Gießtürme und Gießrinnen eine Reihe von Vorzügen behalten, und namentlich die leichteren, einfacher aufzustellenden und wohlfeileren Gießmaste nach amerikanischem Muster dürften sich auch auf deutschen Baustellen bald einbürgern. Abb. 38 stellt die deutsche Ausführung eines solchen und zwar der Ibag dar für einen Aufzugkasten-Inhalt von 250 bis 350 l. Von weiteren Darstellungen darf angesichts der zahlreichen und ausführlichen Veröffentlichungen über den Gegenstand an dieser Stelle abgesehen werden.[22])

Ein Beweis für die große Anpassungsfähigkeit des Gußbetonverfahrens[23]) sind u. a. die Mitteilungen in der „Bautechnik" 1924, Heft 51, und 1925, Heft 8, über die Verwendung auf Schienen fahrbarer, von einem Gießturm aus gefüllter Tankwagen auf langgestreckter Baustelle sowie über eine schwimmende Gußbetonanlage für Hafenbauten.

Es war bereits angedeutet, daß die Zunahme des Gußbetonierverfahrens eine weitere Veranlassung dafür bildet, der Zusammensetzung des Betons, der Auswahl und Bemessung der verschiedenen Zuschläge, der Mischwassermenge sowie der Nachbehandlung und dem Witterungsschutz erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen. Die Haupteinwände der Gegner des Gußbetons — geringere Festigkeit und Entmischungsgefahr —, sind nach dem neuesten Stande der Erkenntnis bei Beachtung der obigen Erfordernisse gegenstandslos: Die Untersuchungen von Abrams in Chicago und Probst in Karlsruhe über diesen Gegenstand [dürften bekannt sein.[24]) Ebenso ist bekannt, daß auch sonst und für alle auf der Baustelle ankommenden Baustoffe der Bauleiter nach der Abnahme die Verantwortung übernimmt.[25]) Die üblichen „behelfsmäßigen" Hilfsmittel dafür, die ihm viel zu oft ausschließlich dafür zur Verfügung stehen, lassen zu wünschen übrig; sie geben auch nicht stets die Gewähr, daß daraufhin erhobene Reklamationen von der Lieferfirma anerkannt werden.

Bei kleineren Baustellen wird der Bauleiter die in Frage kommenden Baustoffproben häufig an die heute bei namhaften Baufirmen kaum noch fehlende Untersuchungstelle seines Stammhauses senden, bei größeren Baustellen wird eine einfache Baustoffprüfungstelle mit geeigneter Apparatur von Vorteil sein. Die Formen und Geräte zur Herstellung der üblichen Druck- und Zerreißprobekörper sind auch auf kleinen und mittleren Baustellen unentbehrlich.

Die Prüfung des fertigen Betons läßt sich leicht und sicher durchführen mit den seinerzeit von Martens, dem verstorbenen Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem, und vom Vorstande des Deutschen Beton-Vereins zur Einführung empfohlenen Maschinen. Sie bestehen im wesentlichen aus einer Wasserdruckpresse zum Zerdrücken des Probekörpers, einer Handpreßpumpe mit Füll- und Preßkolben zum Auffüllen und zur Erzielung des Druckes und den Manometern zu dessen

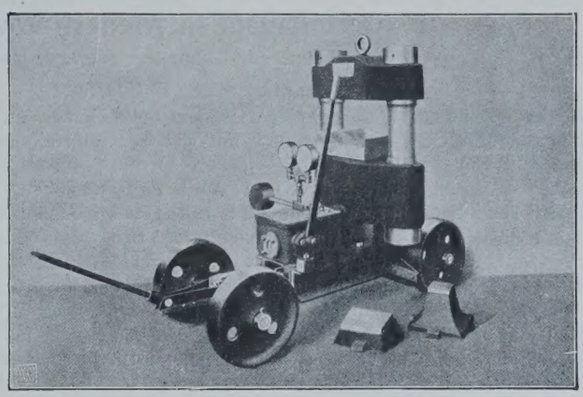


Abb. 39. 300-t-M. A. N.-Betonprüfungsmaschine für Betonwürfel bis 30 cm Kantenlänge mit Fahrwerk.

Ablesung. Der Kraftschluß geschieht innerhalb der Maschine, die ohne besonderes Fundament auf den Fußboden gestellt werden kann, der ja nur ihr Eigengewicht aufzunehmen hat. Abb. 39 u. 40 zeigen zwei der zweckmäßigsten Apparate dieser Art und zwar die erstere eine fahrbare 300-t-M. A. N.-Betonprüfungsmaschine für Würfel bis zu 30 cm Kanten-

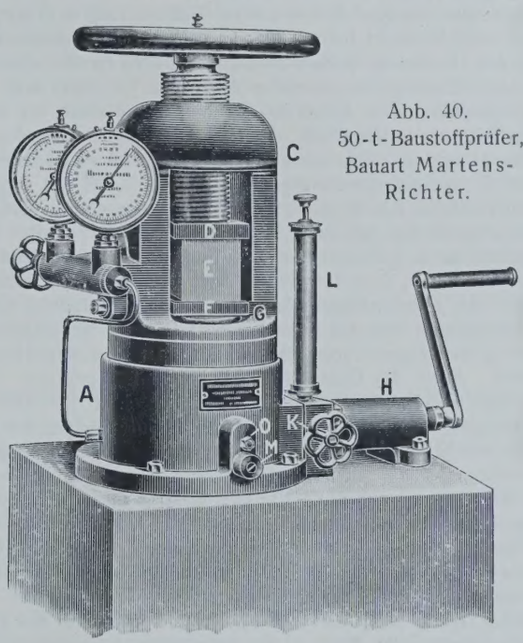


Abb. 40. 50-t-Baustoffprüfer, Bauart Martens-Richter.

länge, Abb. 40 den durch D. R. G. M. geschützten Baustoffprüfer Bauart Martens-Richter der Firma Oskar Richter in Dresden A. für eine Höchstdruckkraft von 50 t, der die verschiedensten Baustoffe wie Zement, Kalksand und Ziegelsteine, Beton u. a. m. mit geringerer und hoher Festigkeit auf Druck einwandfrei zu prüfen gestattet. Der Antrieb geschieht durch eine unmittelbar im Preßzylinder des Baustoffprüfers untergebrachte, stoßfrei arbeitende Spindelpreßpumpe, die durch Drehen an einer Handkurbel in Tätigkeit gesetzt wird.

[22]) Vergl. u. a. Randzio, „Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerkbauten", „Beton u. Eisen" 1925, Heft 4 u. 6, sowie „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen" VIg Gußbeton.

[23]) Vergl. Gaye, „Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen." Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. In Vorbereitung.

[24]) Vergl. u. a. „Beton u. Eisen" 1925, Heft 7.

[25]) Vergl. u. a. „Beton u. Eisen" 1924, Heft 10, „Unfallstatistik".

Der Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister **Starker**, Niederfinow.

1. Allgemeine Grundlagen des Entwurfs.

Der Hohenzollernkanal überwindet das 36 m hohe Gefälle von seiner Scheitelhaltung zur Oder in Niederfinow mit vier hintereinanderliegenden Sparschleusen von je 9 m Gefälle. Schon in der Denkschrift zum Preußischen Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905, dem der Hohenzollernkanal seine Entstehung verdankt, war neben dieser Schleusentreppe ein zweiter Abstieg in Aussicht genommen. Der Bau wurde durch den Weltkrieg verhindert. Gewisse Schäden an der Schleusentreppe, die in absehbarer Zeit eine gründliche Instandsetzung der einzelnen Schleusen unter Sperrung des ganzen ersten Abstiegs notwendig machen werden, bedingten jedoch die baldige Wiederaufnahme des Planes, der inzwischen so weit gefördert ist, daß voraussichtlich im Jahre 1926 die Bauarbeiten ausgeschrieben werden können.

Geplant wird die Errichtung eines Schiffshebewerkes für 1000-t-Kähne, das einer zweiten Schleusentreppe verkehrstechnisch und bei den besonderen örtlichen Verhältnissen wahrscheinlich auch wirtschaftlich überlegen ist. Die Zulassung des 1000-t-Kahnes macht eine Änderung der Wasserstände des Hohenzollernkanals, der zurzeit nur für 600-t-Kähne befahrbar ist, erforderlich. Für den zweiten Abstieg bei Niederfinow ergeben sich hierbei die in der Tafel 1 zusammengestellten Höhen. Das höchste Gefälle beträgt demnach 38,20 — 1,09 = 37,11 m und soll durch ein senkrechtes Hebewerk nach Art eines Aufzuges an Drahtseilen mit Gewichtsausgleich überwunden werden. Es kommt nur Naßförderung in Frage. Der Trog soll 85 × 12 × 2,50 m im lichten messen. Ein Modell dieses Bauwerkes wurde auf der Deutschen Verkehrsausstellung 1925 in München gezeigt.[1])

Die Linienführung des zweiten Abstieges ist aus dem Lageplan (Abb. 1) zu ersehen. Die Achse des Zweigkanals verläuft bis zum Hebewerk geradlinig in Verlängerung der bei km 75,983 endenden Geraden der Scheitelhaltung des Hohenzollernkanals. Der obere Vorhafen ist vierschiffig mit 48 m Sohlenbreite geplant. Bei km 1,183 des neuen Kanals ist ein Sicherheitstor mit 30 m lichter Breite vorgesehen, von dem aus der Kanal zweischiffig bis zum Hebewerk weiterführt, den Hang mit einem Damm oder mittels einer Überbrückung überwindend. Welche der beiden Lösungen, Dammschüttung oder Brückenkanal, technisch oder wirtschaftlich die zweckmäßigere ist, ist noch nicht endgültig entschieden.

Im Unterwasser läuft die neue Linie nach einer Geraden von 100 m Länge mit einem Bogen von 600 m Halbmesser in den Hohenzollernkanal zurück. Auch der Unterhafen ist vierschiffig geplant. Das Nordufer soll zur Gewinnung einer besseren Übersicht für die Schiffahrttreibenden etwas abgeflacht werden. Um im Unterwasser die ausfahrenden Schiffe aus beiden Abstiegen schnellstens zusammenzubringen, sollen hier ausnahmsweise die ausfahrenden Schiffe das Nordufer und die einfahrenden das Südufer nehmen. Ein Längsschnitt durch den neuen Kanal ist in Abb. 2 dargestellt.

Die zurzeit die Baugrube des Hebewerks kreuzende Landstraße Niederfinow-Liepe soll während des Baues auf eine im weiten Bogen um die Baustelle herumführende Notstraße verlegt werden. Wie sie später geführt wird, hängt davon ab, ob der Anschluß des Hebewerks durch einen Damm oder durch einen Brückenkanal hergestellt wird. Im ersten Falle wird sie den Unterkanal auf einer unmittelbar an das Hebewerk anschließenden Brücke kreuzen, im zweiten Falle jedoch unter den Brückenkanal hindurch um das Oberhaupt herumführen.

Tafel 1. Höhen und Wasserstände.

Gegenstand	Höhe in m über N. N.	
	Oberwasser	Unterwasser
Sohle des Vorhafens	+ 33,00	— 2,40
Sohle der oberen Zufahrt	+ 34,30	—
Drempel	+ 34,30	— 1,40
NW	+ 36,80	+ 1,09
GW	+ 37,10	+ 1,39
HW	+ 38,20	+ 3,20
Leinpfadkrone	+ 40,00	+ 4,50
Brückenunterkante	+ 42,70	+ 7,70

[1]) Siehe „Die Bautechnik“ 1925, Heft 30 vom 10. Juli, und Beilage „Kraft und Stoff“ zur „D. A. Z.“ vom 12. Juli 1925.

Der Boden, in den der neue Kanal mit seinen Bauwerken zu betten ist, weist vielfach ungünstige Verhältnisse auf, die zusammen mit den ungewöhnlichen Höhenabmessungen des eigentlichen Hebewerkes, für dessen Sonderart jedes Vorbild fehlt, eine besonders sorgfältige und langwierige Entwurfbearbeitung bedingen. Zur Klärung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse sind zahlreiche Tiefbohrungen ausgeführt worden, deren Ergebnisse vom zuständigen Landesgeologen geognostisch bestimmt und von der Geologischen Landesanstalt in zwei sehr ausführlichen Gutachten verarbeitet worden sind. An Hand dieser Gutachten sollen im folgenden die geologischen und hydrologischen Verhältnisse und ihre Beziehungen zu dem Bauvorhaben besprochen werden.

2. Allgemeine Betrachtung der erdgeschichtlichen Verhältnisse der Gegend um Niederfinow.

Die fraglichen Bodenschichten verdanken ihre Entstehung, wie fast die gesamte Oberfläche der Mark Brandenburg, der Rückzugsperiode des letzten Inlandeises. Ihr Aufbau ist nur bei allgemeiner Betrachtung der geologischen Verhältnisse dieser Gegend verständlich, die im folgenden kurz nach den „Erläuterungen zur geologischen Spezialkarte von Preußen, Lieferung 80, Blatt Hohenfinow“[2]) dargestellt werden sollen.

Der Rückzug des letzten Inlandeises wurde von einer Zeit des Stillstandes des Eisrandes unterbrochen, als deren Ergebnis der Aufbau der großen südbaltischen Hauptmoräne anzusehen ist. Diese Endmoräne

[2]) Vertrieb bei Paul Parey, Berlin SW, Hedemannstraße 10.

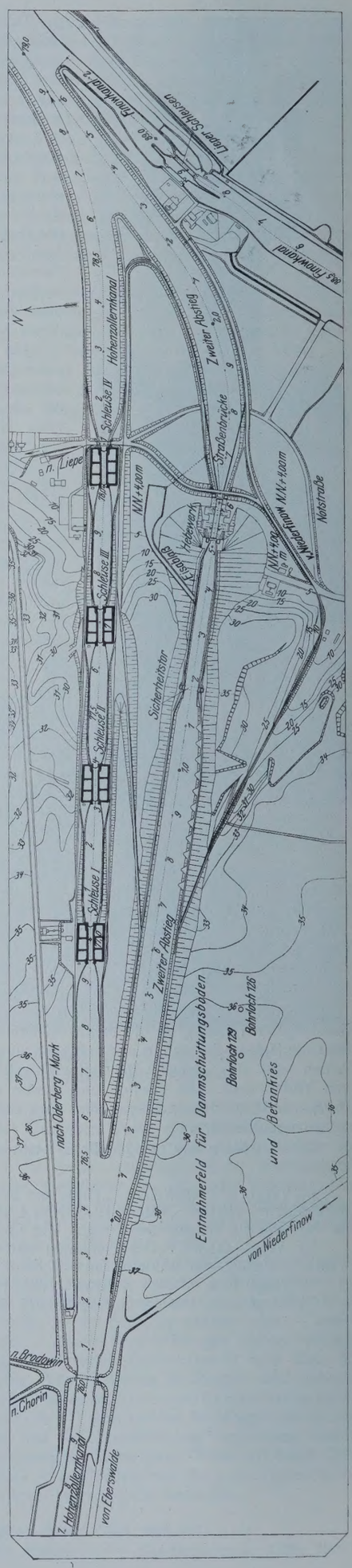


Abb. 1. Lageplan.

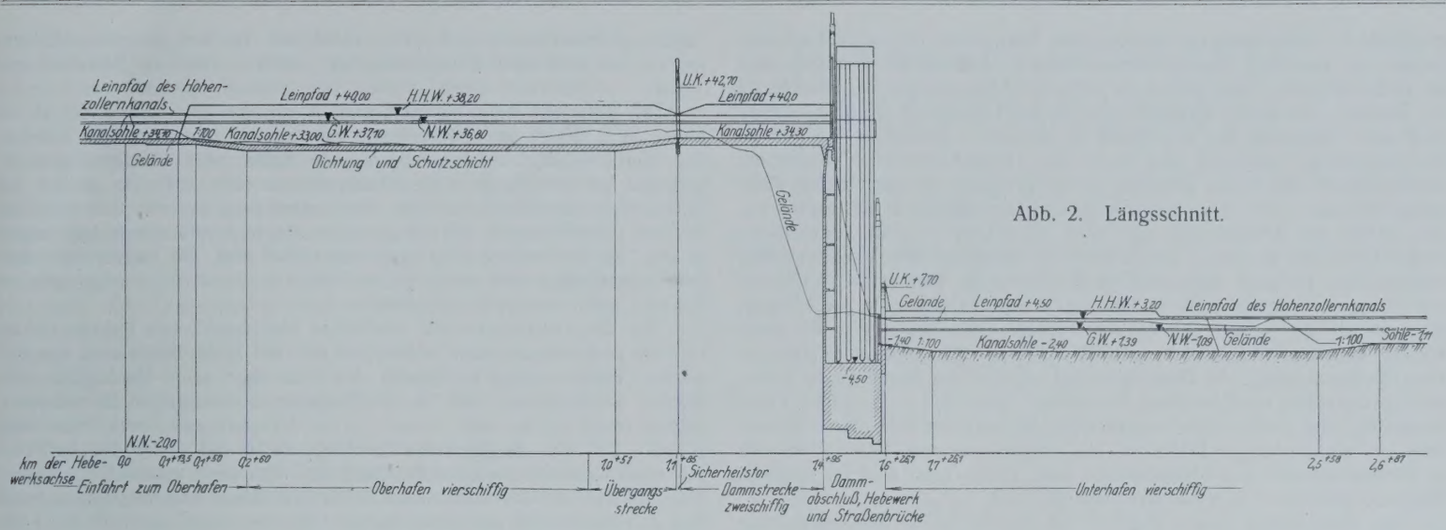


Abb. 2. Längsschnitt.

durchzieht die nördlichen Zipfel der Mark Brandenburg und bildet eine Kette von bogenförmigen Einzelgliedern, den „Hauptbogen", die wiederum aus untergeordneten kleineren Bogen bestehen. Der bei der Schleusentreppe in Niederfinow nahe an den Hohenzollernkanal heranreichende Teil der Endmoräne ist der sogen. Paarsteiner Hauptbogen, der sich zwischen dem Joachimsthaler Hauptbogen im Westen und dem Oderberger Hauptbogen im Osten beinahe halbkreisförmig um den Paarsteiner See herum bis an dessen Südostrand hinzieht (s. Abb. 3). Der Paarsteiner Hauptbogen gliedert sich wiederum in vier Einzelbogen, den Groß-Ziethener, den Senftenhütter, den Choriner und den Lieper Bogen. Im südlichsten Punkte des Lieper Bogens bildet der Hohenzollernkanal die Tangente; die Berührung liegt zwischen den Schleusen III und IV der Schleusentreppe. Bezüglich der Einzelheiten sei auf das Blatt „Hohenfinow" der geologischen Spezialkarte von Preußen und die obengenannten Erläuterungen hierzu verwiesen.

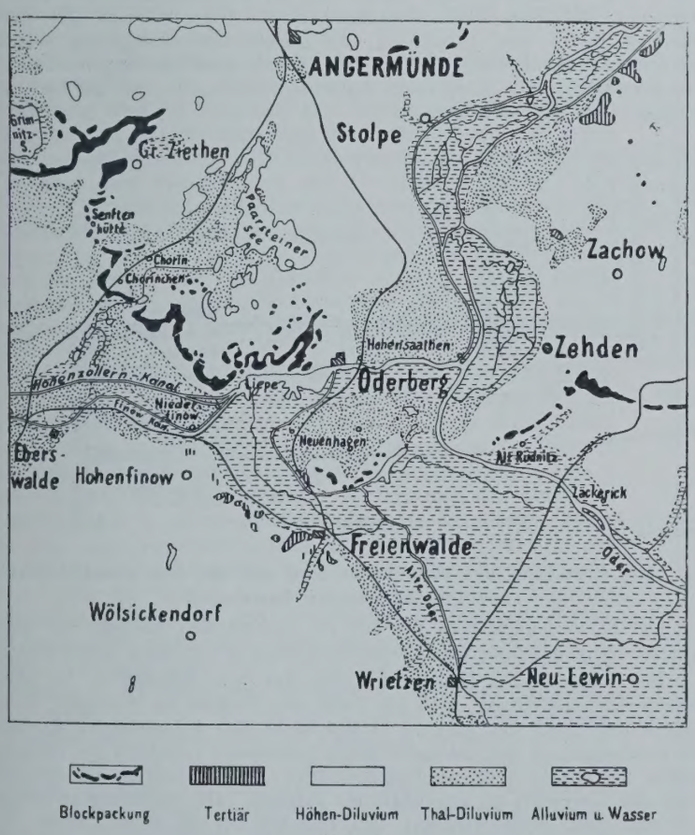


Abb. 3.

Den Charakter der Gegend nördlich von Niederfinow bestimmt jedoch nicht die Endmoräne, die ja nur einen schmalen Streifen bildet, sondern die durch sie bedingte Verteilung der Schichten und Bodenarten. Aufgehalten durch die Endmoräne, sammelten sich die beim Rückzuge des Eisrandes entstandenen Schmelzwassermengen, deren Reste die zahlreichen Seen im Paarsteiner Hauptbogen sind, und setzten die von ihnen getragenen Sande und Tone größtenteils auf der Innenseite der Endmoräne ab. Das durch Durchlässe und talartige Unterbrechungen des Moränewalles abfließende Wasser hat auch die leichteren Stoffe der Endmoräne ausgewaschen und die von ihr noch getragenen Sande, Grande und Gerölle mit der forschreitenden Verminderung der Fließgeschwindigkeit auf der südlich vorgelagerten Grundmoräne der vorhergehenden Eiszeit abgelagert (Sandur). So ist als Sohle des in großen Mengen abströmenden Schmelzwassers eine weite, eintönige, flach geneigte und unfruchtbare Ebene entstanden, in die der Hohenzollernkanal westlich der Schleusentreppe eingebettet und der Oberhafen des zweiten Abstiegs zu verlegen ist. Im Osten ist der Sandur mit seinen Unterlagerungen durch Schmelzwasserströme zum Teil bis auf das liegende Jungtertiär längs eines vom Dorfe Niederfinow bis an den Lieper Moränebogen heran nahezu nach NNO verlaufenden Talrandes abgespült worden. Etwa 200 m südlich des Schnittpunktes dieses Talrandes mit dem Hohenzollernkanal durchschneidet die Achse des zweiten Abstiegs den Talrand. Das durch Schmelzwasser geschaffene Tal östlich des Hanges verlandete durch die diluvialen Ablagerungen der Schmelzwasserströme und bedeckte sich schließlich alluvial mit Sand und Torf. Hier suchte später die alte Oder mit ihrem Freienwalder Bogen ihr Bett (Oderbruch) und in den alluvialen Schichten des Tales verläuft auch der Unterkanal des zweiten Abstiegs, während das Hebewerk selbst mit Rücksicht auf die Kosten der Hangüberschreitung möglichst nahe an die durch den Hang gebildete Geländestufe herangerückt werden muß.

Bezüglich der Einzelheiten der Bodenarten und der Lagerungsverhältnisse seien die Äußerungen des Landesgeologen Prof. Dr. P. G. Krause in den vorerwähnten Gutachten im Auszuge wiedergegeben:

3. Gutachten der Geologischen Landesanstalt (Auszug).

An dem geologischen Aufbau des in Rede stehenden Gebietes beteiligen sich drei Formationen: das Jungtertiär, das Diluvium und das Alluvium.

Das Jungtertiär gehört zur sogen. Märkischen Braunkohlenformation und besteht aus sandigen, tonigen und organogenen Ablagerungen. Die sandigen Gesteine unterscheiden sich nach Farbe und Korngröße. Vorherrschend sind helle, kalkfreie, feine Quarzsande mit wechselndem Gehalt an freien Glimmerschüppchen. Neben diesen und mit ihnen wechsellagernd finden sich auch gröbere Sande, die meist durch Braunkohlenstaub braungrau gefärbt sind. Von tonigen Gesteinen fehlen die eigentlichen Schiefertone und Tone ganz, dagegen treten die sogen. Kohlenletten häufig auf. Es sind dies sehr sandige Tone, die in tonige Sande übergehen können und durch Braunkohlenstaub braun gefärbt sind. Von den organogenen Ablagerungen ist die Braunkohle in einer meist erdigen, zum Teil Lignite enthaltenden Ausbildung in schwachen Flözen vertreten. In allen Profilen spielen die Sande und Letten die Hauptrolle; die Braunkohlen und Kiese treten als geringmächtig und flächenhaft unbedeutend dagegen zurück.

Die im Diluvium an dem Aufbau beteiligten Bildungen sind Geschiebemergel, Kiese, Sande, Mergelsande und Tone. Der Geschiebemergel, der in mehreren Bänken auftritt, ist ein kalkhaltiges Gemisch aus Ton, Sand, Kies und Steinen. Es ist ihm eine Druckschieferung eigen, die durch die ungeheure Pressung des Inlandeises entstanden ist, als dessen Grundmoräne sich der Geschiebemergel einstmals gebildet hat. Seine Standfestigkeit ist derart hoch, daß man ihn geradezu als den Felsboden Norddeutschlands bezeichnen kann (wenn er nicht unter besonderen Verhältnissen vom Liegenden her eine Entwurzelung erfährt). Die diluvialen Kiese sind zum Teil als unmittelbare Auswaschungsgebilde des Geschiebemergels aufzufassen, können aber auch nach der Auswaschung fern vom Ursprungsgebiete wieder abgelagert sein. Sie wechseln in ihrer Korngröße erheblich und oft schnell. Die Sande sind

geschichtete Bildungen von wechselnder Korngröße mit schwankendem Gehalt an kleineren und größeren Steinen. Im frischen Zustande sind sie stets kalkhaltig. Sie bilden die jüngsten Ablagerungen der Hochfläche im Sandur. Die weiter fortgeführten, in das Urstromtal gelangten Sande sind unter Saigerung der Korngröße zu Talsanden geworden, die sich an die Hochfläche anlehnen und unter die Oderbruchsohle hinabreichen. Die Korngröße der Sande geht bis zu der geringen der eigentlichen Feinsande herunter. Die Mergelsande sind ein Endglied in der Sandreihe. Sie stellen die Absätze der aus dem schmelzenden Eise zurieselnden feinen Sinkstoffe in örtlich vom stärker strömenden Wasser abgeschnürten Becken dar. Es sind außerordentlich feinkörnige und kalkreiche Sande mit geringem Tongehalt, die in sich viel Wasser aufzuspeichern vermögen, aber selbst als schwer durchlässig anzusprechen sind. Wo sie unter Wasser angeschnitten werden, geraten sie unter Schwimmsandbildung in eine Fließbewegung. Im Hangenden der eigentlichen Mergelsande finden sich gelegentlich noch kalkfreie Feinsande. Die diluvialen Tone sind feinsandig und finden sich hauptsächlich im Bereiche des alten Urstromtales, als dessen jüngste Bildungen sie aufgefaßt werden, treten aber auch in Verbindung mit den Mergelsanden auf. Diese Tone sind im feuchten Zustande plastisch, im trockenen Zustande hart.

Die verwickelten Lagerungsverhältnisse des in Rede stehenden Gebietes sind auf folgende Vorgänge zurückzuführen:

Über die vordiluviale Tektonik ist wenig bekannt. Als die letzte Vereisung heranrückte, muß sie im Bereich der jetzigen Hochebene eine Schwelle vorgefunden haben, in der das Tertiär im Untergrunde aufragte. Die tertiären Sande und die Braunkohlenletten haben der seitlichen Stauchung offenbar im gefrorenen Zustande einigen Widerstand entgegengesetzt. Sie sind wahrscheinlich eisschollenartig zerborsten und dann von dem keilartig daruntergreifenden Eise gehoben und verschoben worden. So kommt es, daß wir bisweilen kleine, scharf begrenzte Tertiärschollen (Braunkohlenletten u. a.) in einer diluvialen Schichtenfolge finden. Anderseits aber haben wir selbst in nahe benachbarten Bohrungen kein durchgehendes Tertiärprofil. Nur auf diese Weise ist auch die keilartig in diese Tertiärmassen eindringende diluviale Schichtenfolge verständlich.

Die so von ihrem Orte verschobenen Schollen können bis 30 m Mächtigkeit erreichen. Vor dieser Abscherung und Abpressung lief eine Zone von Aufpressungen des Untergrundes vorauf, die durch den einseitig lastenden Druck der heranrückenden Eismasse hervorgerufen war. Der Anteil dieser Stauchungen an den Schichtenstörungen ist schwer auseinanderzuhalten. Das über die umgeformte Zone weiter nach Süden vordrängende Eis wird die entstandenen Schwellformen seines Vorlandes teils zusammengewalzt, teils abgeschert haben, so daß dadurch wieder eine Ebene unter dem Eis entstand. Als später das Eis nach Norden zurückwich und in der sogen. Baltischen Stillstandslage längere Zeit verharrte, haben sich wahrscheinlich rückläufig solche Umformungen des Untergrundes wiederholt. Dabei kam wohl noch störend die Wirkung der im Vorlande beim Abschmelzen der Eisdecke zurückgebliebenen Einzeleiskörper hinzu. Die Aufpressungen und Stauchungen unter dem Einflusse des benachbarten Eisrandes mußten sich gerade hier besonders geltend machen, weil der am weitesten nach Süden vorstoßende Lappen des Inlandeises bis in die unmittelbare Nachbarschaft des Baugeländes reichte.

Beim Schmelzen der Inlandeismassen entstand ein Urstrom, der hier am Rande des heutigen Oderbruches und des unteren Finowtales eine starke Auswaschung zur Folge hatte. Als Zeichen der abtragenden und später wieder ablagernden Tätigkeit dieses Stromes ist das geologische Profil des Osthanges und seine Fortsetzung ins Oderbruch zu deuten.

In der Hochfläche sahen wir unter der ziemlich ebenen Oberfläche des Sandurs eine außerordentlich unregelmäßige Lagerung der einzelnen Schichtenglieder, wie sie sich infolge wiederholter Eisbedeckung durch die verschiedensten Ursachen herausgebildet hatte. Im Gegensatz dazu finden wir in dem Tiefengebiete des Oderbruches viel ruhigere Lagerungsverhältnisse, und zwar nicht nur in den jüngsten Ablagerungen des alluvialen Schwemmlandes, sondern auch im Diluvium und Tertiär.

Die Schichten der Tertiärformation gehören hier wie in der Hochebene dem Miozän an und bestehen vorwiegend aus feinkörnigen Sanden. Die Kiese spielen eine untergeordnete Rolle. Als Einlagerungen erscheinen in den Sanden Braunkohlenletten. Ihr Auftreten deutet auf linsenartige, seitlich meist nicht weit aushaltende Formen des Absatzes. Ähnlich scheint es auch mit den geringmächtigen Braunkohlenablagerungen zu sein, die in einzelnen Bohrungen angetroffen sind. Die Lagerverhältnisse der Tertiärabsätze sind wenig gestört durch das darüber hinweggeglittene Eis und daher noch nahezu schwebend.

Das Diluvium ist nur von einer Minderzahl von Bohrungen im Gebiete ganz durchsunken worden, so daß mit Hilfe dieser auch bei den andern, nicht so tief reichenden ein Bild über seine Mächtigkeit entworfen werden muß; sie ist im Vergleich mit sonstigen Durchschnittzahlen recht gering und nimmt in den Längsschnitten von Osten nach Westen hin ab. In gewissem Einklange damit steht auch das Auftreten nur eines Geschiebemergels, der außerdem von einer erstaunlich geringen Mächtigkeit ist. Im allgemeinen bildet die dünne Geschiebemergelbank hier den Beginn des diluvialen Profils. Darüber legen sich dann mächtige Kiesablagerungen, die nur an einigen Stellen mit einer Sandbank beginnen. Diese Kiesmassen sind einheitlich, wechseln aber in sich vom feinen bis zum gröbsten Korn. Ebenso schwankt ihr Sandgehalt, so daß sich stärkere oder schwächere linsenförmige Einlagerungen kiesigen Sandes in den Kiesen finden. Die groben Wildwässer, die diese Absätze schufen, haben dann räumlich [durch die Oberkante der Kiese angedeutet[3])] eine sehr starke Abschwächung erfahren, so daß nun im Profil eine mehrere Meter starke Ablagerung feiner Sande darüberliegt, die nur nach dem Rande der Hochfläche zu noch gröberes Korn zeigen. Die weitere Abnahme der Wasserbewegung zeigt sich dann im Hangenden des ganzen Profils, das in einer mehrere Meter mächtigen Folge von Mergelsanden und Feinsanden zusammen mit feinsandigen Tonmergeln ausklingt.

Diese Tonmergel bedeuten einen längeren Stillstand in den Wassermassen, die dann mit dem Beginn der Alluvialzeit wieder strömende Bewegung erhielten, so daß nun eine neue Folge allerdings ziemlich feiner und schwach kalkiger Sande sich auf der Oberfläche der vorhergehenden diluvialen Stufe ablagern konnte. Den Beschluß der Entwicklung bildet eine Seebildung, die durch eine Abriegelung dieses Wasserbeckens entstand. In ihr kam es nur noch vorübergehend zum Einschwemmen von Sand, sonst füllte sich dieses Becken mit Humusbildungen auf und verlandete.

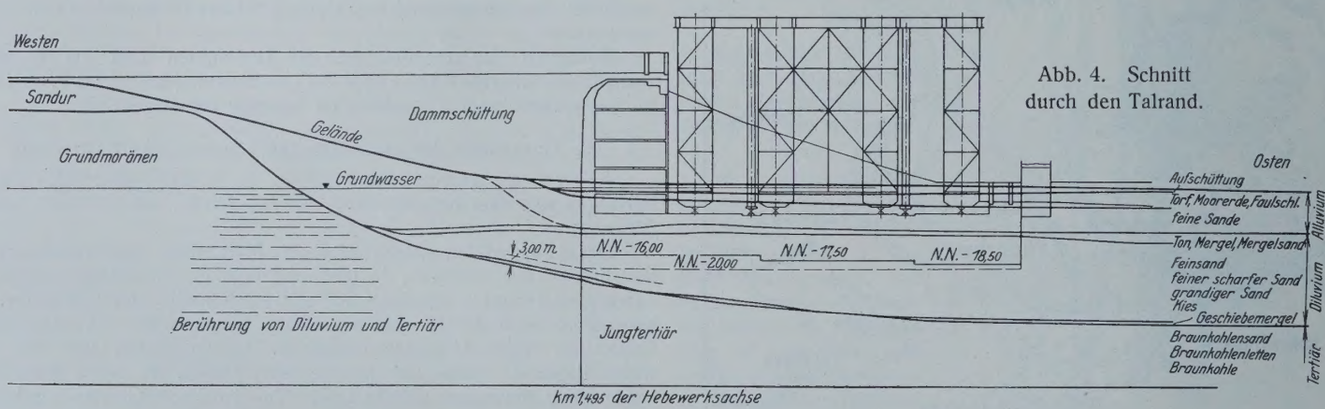


Abb. 4. Schnitt durch den Talrand.

4. Die Gründung des Hebewerks und der mit ihm unmittelbar zusammenhängenden Bauwerke.

Das Bauvorhaben steht mit den im vorstehenden Auszuge der Gutachten treffend geschilderten Bodenverhältnissen in folgenden Beziehungen:

Das eigentliche Hebewerk und das Abschlußbauwerk für eine etwaige Dammschüttung sind am Fuße des Hanges zu errichten. Ein Längsschnitt durch das fragliche Gebiet ist in Abb. 4 dargestellt. Er läßt die Erosionsgrenze des Talrandes scharf erkennen. Den Kern des Hanges bilden im oberen Teile die Grundmoränen der Hochebene, im unteren Teile das Jungtertiär der ursprünglichen Talsohle. Die Berührung zwischen Diluvium und Tertiär erstreckt sich räumlich auf ein weites Gebiet, in dem die charakteristischen Bildungen beider Formationen sich wild durcheinandergeknetet finden. Die ungleichmäßigen Bodenverhältnisse beeinflussen naturgemäß vor allen Dingen die Gründung des eigentlichen Hebewerks selbst, weiterhin aber auch, wenn für die Überschreitung der Hangstrecke ein Damm zur Ausführung kommt, das Abschlußbauwerk und dessen Gründung, sowie für den Fall einer Kanalbrücke die Errichtung der im Hange erforderlichen Pfeiler. Über der tertiären Sohle

[3]) Hier nimmt der Geologe die Grenze des tragfähigen Bodens an (s. u.).

des Hangfußes lagert das Taldiluvium, durch eine schwache Geschiebemergelschicht vom Tertiär getrennt. Es besteht vorwiegend aus Sanden, Granden und Kiesen, deren Körnung in der Regel von oben nach unten vom feinsten Sand bis zum gröbsten Kies zunimmt. Die Decke des Taldiluviums bildet in wechselnder Stärke eine Schicht von Mergel und Ton, die stark mit Sanden und Mergelsanden durchsetzt sind. Darüber folgt das Alluvium mit einer mehrere Meter starken Schicht feiner Sande, über denen Torf und Moorerde lagert. Die jüngste Decke bildet der beim Bau der Schleusentreppe gewonnene Boden, der hier aufgespült wurde. Der Hang ist mit feinem Sande überdeckt. Die Lagerungsverhältnisse über dem Kern des Talrandes sind, abgesehen von örtlichen Schwankungen und Störungen, ziemlich ruhig. Abb. 4 stellt nicht einen bestimmten Längsschnitt dar, sondern ein unter Berücksichtigung vieler benachbarter Bohrungen zusammengestelltes Bild; es ist entsprechend zu bewerten.

Zunächst gilt es, die erforderliche Gründungstiefe und die genaue Lage des Bauwerkes zu bestimmen. Der Grundbau des etwaigen Dammabschlußbauwerkes wird bei der bedeutenden Höhe des Dammes eine verhältnismäßig große Länge in Richtung der Hebewerkachse erhalten müssen, damit die Bodenpressungen das zulässige Maß nicht überschreiten. Dieser Grundkörper muß auf einheitlichen, guten Baugrund gestellt werden. Als solchen haben die Bohrungen die diluvialen Sande und Kiese am Fuße des Erosionsprofiles in einer Tiefe von etwa N.N. — 20 m mit Sicherheit ergeben. Mit dieser Gründungstiefe wird sicherheitshalber bei den einleitenden Baumaßnahmen zu rechnen sein, obgleich bei der ruhigen Lagerung des Baugrundes wahrscheinlich schon die darüber lagernden schärferen Sande trotz ihrer verhältnismäßig feinen Körnung hinreichende Tragfähigkeit zeigen werden, so daß die Gründung bei günstigem Befund unter Umständen schon zwischen N. N. — 16 und — 18 m enden könnte. Bezeichnet man die Bautiefe unter N. N. + 2 m mit h (in m), so wird dem Boden in den in Aussicht genommenen Gründungstiefen etwa die nach der Formel $p = (3{,}0 + 0{,}16\,h)$ kg/cm² zu errechnende Tragfähigkeit zugemutet werden können. Für den ungünstigsten Belastungsfall dürfte auch eine geringe Überschreitung dieser Grenze unbedenklich sein.

Bei der Bauausführung wird sich vorübergehend ein teilweises Abgraben des Hanges kaum vermeiden lassen. Diese Abgrabung wird im Gutachten des Geologen für unbedenklich gehalten, solange über dem Kern des Talrandes eine 3 m starke Schutzschicht stehenbleibt. Ebenso unbedenklich kann wohl der Grundbau dem Hangkern bis auf 3 m genähert werden. Ein weiteres Verschieben nach Westen ist untunlich, weil dann das Anschneiden des Tertiärs nicht mit Sicherheit vermieden werden könnte, so daß der westliche Gründungsteil unter Umständen teils im Tertiär, teils im Diluvium stände. Da die beiden Formationen aber sehr verschiedenes Alter und trotz der ruhigen Lagerungsverhältnisse warscheinlich wesentlich verschiedene Tragfähigkeit haben, würden die zu erwartenden hohen Bodenpressungen zu unterschiedlichen Setzungen des Bauwerkes führen können, die vermieden werden müssen. Danach ergibt sich die genaue Lage des westlichen Anfangspunktes der Grundbauten als Schnittpunkt der Höhe N.N. — 20 m mit der in 3 m Abstand zur Begrenzung des Hangkernes gezogenen Parallelen (s. Abb. 4) bei km 1,495 der Hebewerkachse. Wollte man den westlichen Gründungsteil in seinem ganzen Umfange in das Tertiär setzen, so wäre eine Verschiebung des Bauwerkes nach Westen und damit eine nicht unerhebliche Abkürzung der Dammstrecke denkbar. Da das Tertiär bei seiner wenig gestörten Lagerung zweifellos hinreichende und einheitliche Tragfähigkeit besitzt, bestehen keine technischen Bedenken gegen eine Gründung im Hange sofern das Anschneiden der diluvialen Bildungen des oberen Hangkernes, die wegen ihres Gehaltes an Mergelsanden gefährlich sind, vermieden wird. Bei der bedeutenden Länge des westlichen Gründungsteiles müßte aber die Gründung in diesem Falle erheblich unter N.N. — 20 m stattfinden. Die Mehrkosten der tieferen Gründung sind dann wahrscheinlich bedeutend höher als die Ersparnis infolge Verkürzung der Verbindungsstrecke, so daß aus wirtschaftlichen Gründen eine Hanggründung für das Hebewerk kaum in Frage kommen dürfte.

Das Ergebnis von zwölf Bohrungen im Bereich der Baugrube ist in Tafel 2 zusammengestellt. Zu ihrer Erläuterung sei bemerkt, daß die abgekürzten Angaben z. B. bei Bohrloch 80a folgendermaßen zu lesen sind: Von N. N. + 4,15 bis + 0,50 m Auffüllboden, von N. N. + 0,50 bis — 0,80 m Torf, von N. N. — 0,80 bis — 8,68 m alluvialer Sand usw. Die Tafel ermöglicht die Darstellung von geologischen Längs- und Querschnitten.

Tafel 2. Der Baugrund für das Hebewerk.

Lage		in der Hebewerkachse								25 m südlich der Hebewerkachse								25 m nördlich der Hebewerkachse							
Längsschnitt	km	1,495		1,550		1,596		1,650		1,495		1,544		1,600		1,650		1,495		1,550		1,595		1,650	
Bohrloch		80a		81		82		83		86a		86		87		88		90a		90		84		85	
		Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart	Höhen N.N.	Bodenart
Gelände	Bodenschichten	+ 4,15	*A*	+ 3,55	*A*	+ 3,44	*A*	+ 2,45	*A*	+ 3,90	*A*	+ 3,75	*A*	+ 3,40	*A*	+ 3,10	*A*	+ 4,10	*A*	— 3,40	*A*	+ 2,40	*A*	+ 2,45	*A*
		+ 0,50	*tf*	+ 0,45	*tf*	+ 0,67	*tf*	+ 2,25	*tf*	+ 1,96	*tf*	+ 1,75	*tf*	+ 0,55	*tf*	+ 0,75	*tf*	+ 0,95	*h*	± 0,0	*h*	+ 2,12	*tf*	+ 2,33	*tf*
		— 0,80	*as*	— 1,95	*as*	— 2,56	*as*	— 3,67	*as*	+ 0,10	*as*	— 0,80	*as*	— 2,30	*as*	— 1,63	*as*	+ 0,75	*as*	— 2,75	*as*	— 3,15	*as*	— 4,00	*as*
		— 8,68	*δh*	— 8,54	*δh*	— 9,56	*δh*	— 9,55	*δh*	— 8,40	*δh*	— 6,65	*δsa*	— 8,15	*δh*	— 7,97	*δh*	— 9,05	*δh*	— 9,45	*δh*	— 6,32	*δh*	— 8,00	*δsa*
		— 10,68	*δms*	— 8,69	*δms*	— 10,56	*δsa*	— 12,55	*δsa*	— 8,45	*δsa*	— 8,07	*δh*	— 11,15	*δsa*	— 8,05	*δsa*	— 9,60	*δsa*	— 10,45	*δsa*	— 6,56	*δsa*	— 9,72	*δh*
		— 11,57	*δsa*	— 9,59	*δsa*	— 18,10	*δga*	— 19,05	*δga*	— 9,05	*δh*	— 9,07	*δsa*	— 19,85	*δga*	— 8,98	*δh*	— 11,60	*δh*	— 17,80	*δga*	— 17,83	*δga*	— 13,97	*δsa*
		— 15,61	*δga*	— 11,29	*δsa*	— 23,56	*δsa*	— 20,95	*δsa*	— 9,83	*δsa*	— 16,89	*δga*	— 32,85	*δsa*	— 12,32	*δsa*	— 12,60	*δsa*	— 22,48	*δsa*	— 32,42	*δsa*	— 20,34	*δga*
		— 18,89	*δsa*	— 17,88	*δga*			— 21,45	*δga*	— 19,98	*δga*	— 28,99	*bms*	— 34,20	*δm*	— 19,18	*δga*	— 13,95	*δga*	— 23,48	*δga*	— 34,42	*bms*	— 22,34	*δsa*
		— 19,75	*δga*	— 20,62	*δsa*			— 26,45	*δsa*	— 22,50	*δsa*	— 29,19	*δsa*	— 34,72	*δsa*	— 22,18	*δga*	— 14,95	*δsa*	— 36,10	*bmk*	— 26,34	*δga*	— 26,34	*δsa*
		— 23,21	*δm*	— 24,29	*δga*			— 27,45	*δga*	— 23,70	*δm*	— 30,67	*δm*			— 23,18	*δga*	— 18,70	*δga*	— 37,38	*bms*	— 32,96	*δsa*	— 34,58	*bmϑ*
		— 23,69	*bms*							— 24,12	*δsa*	— 31,21	*δsa*			— 26,18	*δsa*					— 34,58	*bmϑ*	— 35,36	*bms*
		— 30,18	*bmϑ*							— 24,30	*δm*					— 26,70	*δga*					— 35,36	*bms*	— 39,98	*bmk*
		— 30,49	*bms*							— 24,66	*δs*											— 39,98	*bmk*	— 40,65	*bms*
										— 25,66	*bms*											— 40,65	*bms*		
										— 25,76	*bmk*														
										— 28,09	*bms*														
										— 29,00	*bmk*														

Bezeichnung der Bodenarten: A = aufgefüllter Boden, tf = Torf, h = Moorerde, as = Sande des Alluviums, δh = Tonmergel bis Bänderton, δms = Mergelsand, δs = oberer Diluvialsand, δsa = Diluvialsand im Tale, δga = Kies im Tale, δm = Geschiebemergel, bms = Braunkohlensande, $bm\vartheta$ = Braunkohlenletten, bmk = Braunkohle.

Maßgebend für die Wahl des Gründungsverfahrens sind die Grundwasserverhältnisse. Der freie Grundwasserspiegel des Baufeldes schwankt gewöhnlich zwischen N. N. + 1,50 und + 2,00 m. Bei Hochwasser kann er ausnahmsweise bis zur Höhe des HW der Oderhaltung des Hohenzollernkanals, d. h. bis etwa N. N. + 3 m steigen. Es wird beim Bau im allgemeinen genügen, mit N. N. + 2 m zu rechnen. Torf, Mergel und Braunkohlenletten wirken als Grundwasserträger, an ihrer Unterkante zeigt das Wasser eine etwa dem freien Grundwasserspiegel entsprechende Anspannung. Nur an wenigen Stellen haben die angespannten Horizonte beim Anbohren einen um ein geringes Maß über N. N. + 2 m steigenden Auftrieb gezeigt. Da einerseits die Torfbank beim Senken des Grundwassers ohne Schwierigkeiten beseitigt werden kann, und anderseits die tertiären Letten bei der Gründung nicht angeschnitten werden, kommen für die Bauausführung hauptsächlich zwei Grundwasserstockwerke in Frage, die durch die Mergelbank getrennt sind. Eine Probegrundwassersenkung zur Feststellung der hydrologischen Eigenheiten des Baugrundes hat als k-Wert für das über der Mergelbank gelegene Stockwerk rd. 0,0002 ergeben. Der entsprechende Wert für die diluvialen Sande und Kiese dürfte im Mittel für das ganze zweite Stockwerk auf 0,002 zu schätzen sein; bei den an die Mergelbank unmittelbar anschließenden feinen Sanden wird er sich kaum erheblich von dem der alluvialen Sande unterscheiden, im Kies wird er den Mittelwert überschreiten. Die trennende Mergelschicht hat sich trotz ihres großen Sandgehaltes als verhältnismäßig dicht erwiesen, so daß beim Senken des oberen Grundwasserstockwerkes sehr wahrscheinlich nicht ohne weiteres auch eine Entspannung des unteren Horizontes eintritt. Die Beseitigung des schädlichen Überdruckes vom zweiten Stockwerk scheint nach den Versuchen nur geringe Schwierigkeiten zu bieten, beim Durchteufen der Mergelbank ist aber Aufmerksamkeit geboten.

Aus den geologischen, hydrologischen und den sonstigen örtlichen Verhältnissen ergeben sich für die Bauausführung nachstehende Folgerungen. Durch das Ausheben der Baugrube tritt eine erhebliche Entlastung des Baugrundes ein, die mit Rücksicht auf den Schub des hohen Hanges Vorsicht gebietet. Das eigentliche Erosionsprofil des Talrandes soll freilich nicht angeschnitten werden, aber auch die Überlagerung des Hangfußes darf nicht in beliebigem Umfange beseitigt werden. Es empfiehlt sich, wenigstens den unteren Teil der Gründung (etwa unter N. N. — 8 m) abschnittweise vorzunehmen, um gefahrbringende Gleichgewichtsstörungen im Untergrunde auf alle Fälle zu vermeiden. Die Neigung des liegenden Tertiärs nach Osten (Abb. 4) dürfte keine Gefahren bringen, weil die tertiären Letten ganz magere Tone sind, die an sich nicht zum Rutschen neigen und überdies in festgepackte Sande eingebettet liegen. Das Abschlußbauwerk für eine Dammschüttung darf erst hinterfüllt werden, wenn die Grundbauten so weit fertiggestellt sind, daß sie den Schub der Dammschüttung aufnehmen können. Pfahlgründung verbietet sich wahrscheinlich für die Hauptgründungsteile, weil die vielen diluvialen Gerölle das Rammen der Pfähle in der notwendigen engen Stellung behindern, wenn nicht unmöglich machen werden; für leichtere Bauteile, wie die Widerlager der Straßenbrücke, kann sie unter Umständen vorteilhaft sein. Gründung mit offener Wasserhaltung kann wohl nur für einen verhältnismäßig geringen Teil des oberen Grundwasserstockwerkes in Frage kommen, da die starken, vielfach tonhaltigen Feinsandschichten besonders in der Nähe der Mergelbank leicht zum Rutschen neigen und infolge des hohen Auftriebes aus dem unteren Grundwasserstockwerk Bodenaufbrüche ohne besondere Vorkehrungen kaum zu vermeiden wären.

Eine Grundwassersenkung mit Rohrbrunnen wäre bis unter die Bauwerksohle wohl ausführbar, wenn durch geeignete Maßnahmen eine Gefährdung der benachbarten Schleuse IV des ersten Abstiegs, deren Bauzustand keine beliebige Verminderung des Auftriebes verträgt, mit Sicherheit vermieden wird. Anderseits scheint die Möglichkeit von Rutschungen im Hang infolge zu starker Entlastung des Baugrundes am Fuße des Talrandes nicht ohne weiteres ausgeschlossen, so daß es ratsam sein wird, das Grundwasser in der Baugrube nur in deren oberem Teile, vielleicht bis N. N. — 8 m, abzusenken. Für die restliche Gründung wäre ein Verfahren zu wählen, das die genannten Gefahren vermeidet.

Das im vorstehenden Gesagte gilt entsprechend auch für die Gründung der Pfeiler einer Kanalbrücke im Hang, die voraussichtlich einfacher als die des schweren Abschlußbauwerkes sein wird, da die Pfeiler nicht so umfangreiche Grundbauten erfordern und mit verhältnismäßig kleiner Grundfläche vielleicht auf einheitlichen Bodenschichten gegründet werden können. Wie bereits eingangs erwähnt, werden auch bezüglich dieser Lösung zur Klärung der Ersparnismöglichkeiten Untersuchungen angestellt, die jedoch noch zu keinem endgültigen Abschluß gelangt sind.

Als Baustoff für die Grundbauten kommt in erster Linie Beton in Frage. Betonkies steht in hinreichenden Mengen in dem Bodenentnahmefelde südlich des neuen Vorhafens (Abb. 1) zur Verfügung.

Die für die Gründung in Frage kommenden Bodenschichten und Grundwasserzonen sind auf ihren Gehalt an Betonschädlingen untersucht worden. Das Grundwasser hat sich als völlig unschädlich erwiesen. Die Bodenproben aus dem Tertiär, insbesondere die Braunkohle und die Braunkohlenletten, und aus dem organogenen Alluvium zeigten aber einen so reichen Gehalt an Humussäure, daß sie zweifellos ungeschütztem Beton gefährlich werden könnten. Die diluvialen und die übrigen alluvialen Bodenarten der Baugrube sind unschädlich. Da das Tertiär unberührt bleiben soll, und der obere Torf leicht in weitem Umfange um das Bauwerk beseitigt werden kann, wird es also für den Gründungsbeton des Hebewerks keines besonderen Schutzes gegen Betonschädlinge bedürfen.

5. Die Vorhäfen.

Für den Bau der Vorhäfen bieten die örtlichen Verhältnisse keine Schwierigkeiten. Der obere Vorhafen ist in den Sandur der Hochebene, der gewöhnlich kein Grundwasser enthält, zu betten. Der höchste Wasserstand liegt etwa 3 m über dem Gelände, der Hafen bedarf also einer Dichtung. Die Gründung des Sicherheitstores geschieht im Trockenen. Gegen Unterspülung ist es durch eine möglichst lange Querspundwand zu schützen, die bis in den liegenden Mergel, d. h. bis etwa N. N. + 26 m, reicht. Für den Bau eines Dammes, der den oberen Vorhafen mit dem Hebewerk verbinden soll, stehen hinreichende Mengen geeigneten Schüttbodens in dem südlich des Oberhafens gelegenen Gelände zur Verfügung. Abb. 5 stellt zwei charakteristische Bohrungen in diesem Gelände (Abb. 1, „Entnahmefeld") dar. Der Fuß des Dammes, dessen Kegel eine Böschung von 1 : 3 erhalten sollen, wird zweckmäßig durch eine kräftige Steinrigole geschützt, für die u. U. der Abraum aus den Moränewällen nördlich des Hohenzollernkanals Verwendung finden kann. Den etwa infolge der starken Belastung des Talrandes durch die Dammschüttung auftretenden Gefahren muß durch entsprechend tiefe und sichere Gründung des Abschlußbauwerkes entgegengetreten werden.

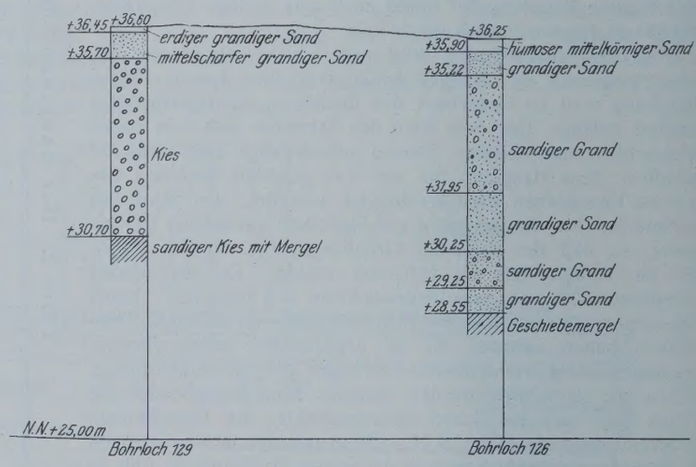


Abb. 5. Bohrungen im Entnahmefeld.

Der untere Vorhafen ist in den Torf des Oderbruches einzuschneiden und wird zweckmäßig durch Naßbagger ausgehoben. Betonbauten sind hier wegen des Humussäuregehalts der Torfbank zu vermeiden. Die erforderlichen Leitwerke und Anlegestellen werden zweckmäßig aus Holz errichtet.

Während also der Bau der Vorhäfen und Nebenbauwerke keinerlei Schwierigkeiten begegnet, ist die Gründung des Hebewerkes und sein Anschluß an das Oberwasser infolge der eigenartigen geologischen und hydrologischen Verhältnisse schwierig und teuer. Die hohen Kosten sind hauptsächlich dadurch bedingt, daß der tragfähige Baugrund in großer Tiefe liegt und nicht mit den einfachsten Gründungsverfahren zu erreichen ist.

Berechnung symmetrischer mehrstieliger Rahmen bei stetiger Belastung in der Querrichtung (Räumlicher Kraftangriff).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. techn. Ing. **Alfred Habel,** Brünn.

Eine im Freien stehende Kranbahn oder ein Portal wird außer durch Eigengewicht und Nutzlast noch durch Wind in der Querrichtung belastet; wir haben es in diesem Falle mit einem räumlichen Kraftangriff zu tun, der außer Biegungsmomenten und Querkräften auch das Auftreten von Drillungswirkungen verursacht. Wenn wir uns den Rahmen um 90° in die wagerechte Ebene gedreht denken und die Querbelastung durch Mauerwerk hervorrufen, so haben wir ein zweites sehr häufiges Anwendungsgebiet der im folgenden entwickelten Theorie vor uns. Die Untersuchungen beschränken sich auf symmetrische und symmetrisch belastete Konstruktionen. Wenn die Zeit drängt, wird man sich wahrscheinlich mit der Näherung begnügen, den Riegel als auf den Stielen aufruhenden durchlaufenden Träger zu berechnen. Die nachfolgenden Zahlenbeispiele zeigen aber, daß diese Annahme zu unzutreffenden Ergebnissen führen kann.

Rechnungsvorgang: Wir trennen sämtliche inneren Stiele durch einen wagerechten Schnitt im Kopfe vom Rahmenriegel und erhalten den zweistieligen Rahmen als statisch unbestimmtes Grundsystem. An den Schnittstellen lassen wir die statisch unbestimmten Größen angreifen und erhalten aus der Betrachtung der Formänderungen des Systems eine Schar von Elastizitätsgleichungen, aus denen die statisch unbestimmten Größen ermittelt werden können. Im folgenden wird die Form dieser Gleichungen angegeben, ferner werden für die Koeffizienten allgemeine Ausdrücke abgeleitet, so daß die praktische Berechnung sich auf die Bestimmung der Koeffizienten und das Auflösen der Elastizitätsgleichungen beschränkt, also rein analytisch durchgeführt werden kann. Die Trägheitsmomente der Stiele und des Riegels nehmen wir auf die ganze Länge gleichbleibend, aber untereinander verschieden an.

I. Der zweistielige Rahmen, das statisch unbestimmte Grundsystem (Abb. 1).

Der zweistielige Rahmen kann als ein Sonderfall des in der Querrichtung beanspruchten Bogens aufgefaßt werden; die vollständige Theorie dieses Systems mit besonderer Berücksichtigung der Einflußlinien für die Zwecke des Brückenbaues hat Prof. Hawranek gegeben. In seinem Werke „Nebenspannungen von Eisenbeton-Bogenbrücken“ [1]) löst Hawranek

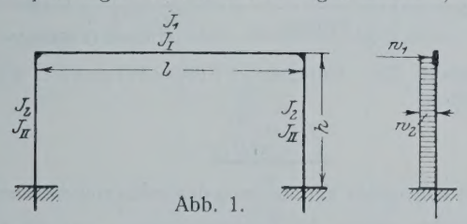


Abb. 1.

auch das Problem des durch Bremskräfte in der Querrichtung beanspruchten Rahmens und Stockwerkrahmens. Wir schließen uns dem Vorgang und der Bezeichnungsweise von Hawranek an, durchschneiden den Rahmen in der Riegelmitte und erhalten als statisch bestimmtes System einen doppelten Kragträger (Abb. 2).

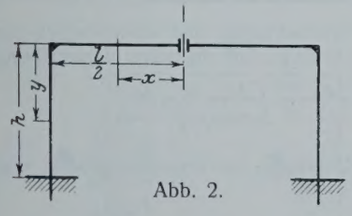


Abb. 2.

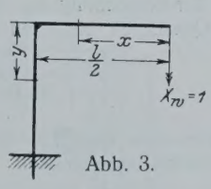


Abb. 3.

[1]) Prof. Dr.-Ing. Alfred Hawranek, Nebenspannungen von Eisenbeton-Bogenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Berechnung bei räumlichem Kraftangriff mittels Einflußlinien. Berlin 1919. Wilhelm Ernst & Sohn. — Prof. Dr.-Ing A. Hawranek, Berechnung von Bogenbrücken bei räumlichem Kraftangriff. Allgemeines rechnerisches und graphisches Verfahren der Berechnung mittels Einflußlinien. Beton u. Eisen 1918, Heft VII u. f.

Die äußere Belastung, unter der wir uns beispielsweise einen stetigen Winddruck $\left\{\begin{matrix} w_1 \text{ auf den Riegel} \\ w_2 \text{ auf den Stiel} \end{matrix}\right\}$ vorstellen können, verursacht

in einem beliebigen Querschnitt des Riegels mit der Abszisse x

ein Biegungsmoment $M^0_{bx} = \frac{w_1 x^2}{2}$ und

ein Drillungsmoment $M^0_{tx} = 0$,

in einem beliebigen Querschnitt des Stiels mit der Abszisse y

ein Biegungsmoment $M^0_{bx} = \frac{w_1 l y}{2} + \frac{w_2 y^2}{2}$ und

ein Drillungsmoment $M^0_{tx} = \frac{w_1 l^2}{8}$.

Bei symmetrischer Belastung tritt an der Schnittstelle als einzige statisch unbestimmte Größe ein in einer wagerechten Ebene drehendes Biegungsmoment X_w auf. Für die Momente wollen wir die vektorielle Bezeichnung mit Pfeilen ↓ einführen und bezeichnen ein Moment X_w als positiv, wenn es, in der Richtung gegen die Pfeilspitze besehen, im Sinne dse Uhrzeigers dreht.

$X_w = 1$ am statisch bestimmten System (Abb. 3) erzeugt

im Riegel $\left\{\begin{matrix} M'_{bx} = 1 \\ M'_{tx} = 0 \end{matrix}\right.$ im Stiel $\left\{\begin{matrix} M'_{bx} = 0 \\ M'_{tx} = 1. \end{matrix}\right.$

Dann ist im unbestimmten System

das Biegungsmoment $M_{bx} = M^0_{bx} + X_w M'_{bx} \left\{\begin{matrix} \text{Riegel} & \frac{w_1 x^2}{2} + X_w \\ \text{Ständer} & \frac{w_1 l y}{2} + \frac{w_2 y^2}{2} \end{matrix}\right.$

das Drillungsmoment $M_{tx} = M^0_{tx} + X_w M'_{tx} \left\{\begin{matrix} \text{Riegel} & 0 \\ \text{Ständer} & \frac{w_1 l^2}{8} + X_w \end{matrix}\right.$

X_w wird berechnet nach dem Prinzip der virtuellen Arbeiten aus

$$\int M'_{bx} \Delta\varphi_{bx} + \int M'_{tx} \Delta\varphi_{tx} = 0$$

$$\Delta\varphi_{bx} = \frac{M_{bx} ds}{EJ} \left\{\begin{matrix} \text{Riegel} & \left(\frac{w_1 x^2}{2} + X_w\right) \frac{dx}{EJ_1} \\ \text{Ständer} & \left(\frac{w_1 l y}{2} + \frac{w_2 y^2}{2}\right) \frac{ds}{EJ_2} \end{matrix}\right.$$

$$\Delta\varphi_{tx} = \frac{M_{tx} ds}{GJ_T} \left\{\begin{matrix} \text{Riegel} & 0 \\ \text{Ständer} & \left(\frac{w_1 l^2}{8} + X_w\right) \frac{ds}{GJ_{II}} \end{matrix}\right.$$

Diese Werte in die obige Gleichung eingesetzt, ergibt

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{w_1 x^2}{2} + X_w\right) \frac{dx}{EJ_1} + \int_0^h \left(\frac{w_1 l^2}{8} + X_w\right) \frac{dy}{GJ_{II}} = 0.$$

Nach Durchführung der Integrationen erhält man

$$(1) \qquad X_w = -\frac{\frac{w_1 l^3}{48 EJ_1} + \frac{w_1 l^2 h}{8 GJ_{II}}}{\frac{l}{2EJ_1} + \frac{h}{GJ_{II}}}.$$

Wird in Gl. 1 $h = 0$ gesetzt, so ergibt sich für

$$X_w = -\frac{w_1 l^3}{48 EJ_1} \cdot \frac{2EJ_1}{l} = -\frac{w_1 l^2}{24}$$

der bekannte Ausdruck für das größte Moment des beiderseits fest eingespannten Trägers.

Ein Zahlenbeispiel findet sich im nächsten Abschnitt.

(Anm.: Dieselbe Aufgabe behandelte auf einem anderen Wege Ing. Kasarnowsky [2]).

[2]) Kasarnowsky, Berechnung statisch unbestimmter Eisenbetonkonstruktionen mit Berücksichtigung der Torsionsspannungen. Schweizer. Bauztg. 1917, Bd. 69, S. 189.

II. Der symmetrische dreistielige Rahmen (Abb. 4).

w_1 wagerechte gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels,
w_2 „ „ „ „ der Außenstiele,
w_3 „ „ „ „ „ Mittelstütze.

Wir trennen die Mittelstütze durch einen wagerechten Schnitt am Kopfe von dem Riegel und erhalten den zweistieligen Rahmen als statisch unbestimmtes Hauptsystem; an der Schnittstelle greifen die zwei statisch unbestimmten Größen X_1 und X_2 an.

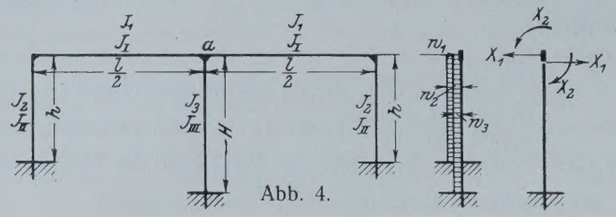


Abb. 4.

Die Berechnung des Hauptsystems geschieht mit Formel 1.

Wir bezeichnen mit

δ_{10} die wagerechte Verschiebung von a zufolge Wind auf das Hauptsystem
δ_{11} „ „ „ „ a für $X_1 = 1$
δ_{12} „ „ „ „ a „ $X_2 = 1$
τ_{20} die Verdrehung in a in der Richtung von X_2 zufolge Wind auf das Hauptsystem
τ_{22} „ „ „ a „ „ „ „ X_2 für $X_2 = 1$
τ_{21} „ „ „ a „ „ „ „ X_2 „ $X_1 = 1$.

Ähnlich bezeichnen wir bei der unten eingespannten, oben frei gemachten Mittelstütze mit

Δ_{10} die wagerechte Verschiebung von a zufolge Wind auf die Mittelstütze
Δ_{11} „ „ „ „ a für $X_1 = 1$
Δ_{12} „ „ „ „ a „ $X_2 = 1$
T_{20} die Verdrehung in a in der Richtung von X_2 zufolge Wind auf die Mittelstütze
T_{22} „ „ „ a „ „ „ „ X_2 für $X_2 = 1$
T_{21} „ „ „ a „ „ „ „ X_2 „ $X_1 = 1$.

Damit ergeben sich die zwei Elastizitätsgleichungen

$$\delta_{10} - X_1\delta_{11} - X_2\delta_{12} = \Delta_{10} + X_1\Delta_{11} + X_2\Delta_{12}$$
$$\tau_{20} - X_1\tau_{21} - X_2\tau_{22} = T_{20} + X_1T_{21} + X_2T_{22}$$

oder in anderer Form

(2) $$\delta_{10} - \Delta_{10} - X_1(\delta_{11} + \Delta_{11}) - X_2(\delta_{12} + \Delta_{12}) = 0$$
(3) $$\tau_{20} - T_{20} - X_1(\tau_{21} + T_{21}) - X_2(\tau_{22} + T_{22}) = 0.$$

Nach Maxwell ist $\delta_{12} = \tau_{21}$
$\Delta_{12} = T_{21}$.

Wir haben mithin folgende Verschiebungen und Verdrehungen zu ermitteln:

am Rahmen	δ_{10}	δ_{11}	δ_{12}	τ_{20}	τ_{22}
an der Mittelstütze	Δ_{10}	Δ_{11}	Δ_{12}	T_{20}	T_{22}.

Für diese Formänderungen lassen sich geschlossene Ausdrücke ableiten.

Zunächst lösen wir die zwei Hilfsaufgaben, für eine am Hauptsystem im Punkte a angreifende wagerechte Kraft $X_1 = 1$ t und ein in einer lotrechten Ebene wirkendes Moment $X_2 = 1$ mt die statisch unbestimmten Biegungsmomente M_b zu ermitteln.

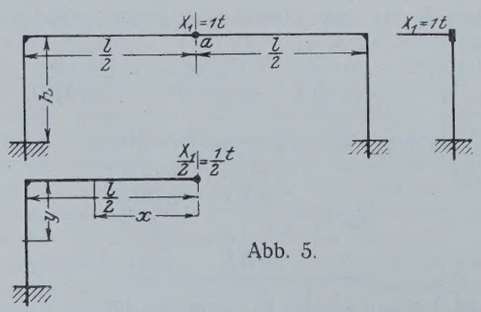


Abb. 5.

A) Wagerechte Kraft $X_1 = 1$ t in Riegelmitte wirkend (Abb. 5).

Wir durchschneiden den Riegel in a und belasten jeden der beiden erhaltenen Kragträger mit $\frac{X_1}{2} = \frac{1}{2}$ t, dann gilt im statisch bestimmten System

für den Riegel $\begin{cases} M^0_{bx} = \frac{x}{2} \\ M^0_{tx} = 0 \end{cases}$

und für den Ständer $\begin{cases} M^0_{bx} = \frac{y}{2} \\ M^0_{tx} = \frac{l}{4} \end{cases}$

für den Zustand $M_b = 1$ wie früher im Riegel $\begin{cases} M'_{bx} = 1 \\ M'_{tx} = 0 \end{cases}$

im Ständer $\begin{cases} M'_{bx} = 0 \\ M'_{tx} = 1. \end{cases}$

Im statisch unbestimmten System ist

$$M_{bx} = M^0_{bx} + M_b M'_{bx} = \begin{cases} \frac{x}{2} + M_b \ . \ . \ . & \text{Riegel} \\ \frac{y}{2} \ . \ . \ . \ . \ . & \text{Ständer} \end{cases}$$

$$M_{tx} = M^0_{tx} + M_b M'_{tx} = \begin{cases} 0 \ . \ . \ . \ . \ . & \text{Riegel} \\ \frac{l}{4} + M_b \ . \ . \ . & \text{Ständer.} \end{cases}$$

Nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen ist

$$\int M'_{bx}\Delta\varphi_{bx} + \int M'_{tx}\Delta\varphi_{tx} = 0$$

$$\Delta\varphi_{bx} = \frac{M_{bx}\,ds}{EJ} = \begin{cases} \frac{\left(\frac{x}{2} + M_b\right)dx}{EJ_1} \ . \ . & \text{Riegel} \\ \frac{\frac{y}{2}\,dy}{EJ_2} \ . \ . \ . \ . & \text{Ständer} \end{cases}$$

$$\Delta\varphi_{tx} = \frac{M_{tx}\,ds}{GJ_T} = \begin{cases} 0 \ . \ . \ . \ . \ . \ . & \text{Riegel} \\ \frac{\left(\frac{l}{4} + M_b\right)dy}{GJ_{II}} \ . \ . & \text{Ständer.} \end{cases}$$

Wir erhalten die Elastizitätsgleichung

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\left(\frac{x}{2} + M_b\right)dx}{EJ_1} + \int_0^h \left(\frac{l}{4} + M_b\right)\frac{dy}{GJ_{II}} = 0$$

und daraus nach Durchführung der Integration

(4) $$M_b = -\frac{\left(\frac{l^2}{16\,EJ_1} + \frac{l\,h}{4\,GJ_{II}}\right)}{\frac{l}{2\,EJ_1} + \frac{h}{GJ_{II}}}.$$

B. Moment $X_2 = 1$ mt in Riegelmitte.

Für ein in a lotrecht drehendes Moment $X_2 = 1$ ist $M_b = 0$, die Riegelachse bleibt gerade, und der Riegel wird nur auf Verdrehung beansprucht; jeder Ständer ist am Kopf durch das Biegungsmoment $\frac{1}{2}$ belastet zu denken.

Es gilt $M_{bx} = \begin{cases} 0 & \text{Riegel} \\ \frac{1}{2} & \text{Ständer} \end{cases}$ $\qquad M_{tx} = \begin{cases} \frac{1}{2} & \text{Riegel} \\ 0 & \text{Ständer.} \end{cases}$

Nun können die einzelnen Formänderungen des Riegels ermittelt werden.

(5) $$\delta_{12} = \frac{h^2}{4EJ_2}$$

ergibt sich als wagerechte Verschiebung des unten eingespannten, oben frei gedachten Ständers zufolge des Kopfmomentes $\frac{1}{2}$, also für $X_2 = 1$ mt.

τ_{22}, die Verdrehung in a durch $X_2 = 1$, setzt sich zusammen aus τ_{22}' zufolge Verdrehung des Ständerkopfes und τ_{22}'' zufolge Torsion des Riegels.

(6) $$\tau_{22} = \tau_{22}' + \tau_{22}'' = \frac{h}{2\,EJ_2} + \frac{l}{4\,GJ_I}.$$

Zur Berechnung der übrigen Verschiebungen und Verdrehungen durch die Querlasten benutzen wir das Prinzip der virtuellen Verschiebungen

$$\left.\begin{matrix}\delta \\ \tau\end{matrix}\right\} = \int \frac{M_{bx}\,\overline{M}_{bx}\,ds}{EJ} + \int \frac{M_{tx}\,\overline{M}_{tx}\,ds}{GJ_T};$$

die Formänderungen, die durch die Querkräfte hervorgerufen werden, mögen unberücksichtigt bleiben.

In obiger Gleichung bedeuten

M_{bx} und M_{tx} die Momente im unbestimmten System durch die äußeren Lasten . . . . . Zustand a)

$\overline{M}_{bx}$ und $\overline{M}_{tx}$ die Momente des statisch bestimmten Trägers zufolge $\begin{cases} X_1 = 1 \\ X_2 = 1 \end{cases}$ . . . . . Zustand b)

Berechnung von δ_{10}.

Zustand a)

$$\text{Riegel}\begin{cases}M_{bx}=\dfrac{w_1 x^2}{2}+X_W\\ M_{tx}=0\end{cases}\qquad \text{Stiel}\begin{cases}M_{bx}=\dfrac{w_1 l y}{2}+\dfrac{w_2 y^2}{2}\\ M_{tx}=\dfrac{w_1 l^2}{8}+X_W\end{cases}$$

Zustand b)

$$\text{Riegel}\begin{cases}\overline{M_{bx}}=\dfrac{x}{2}\\ \overline{M_{tx}}=0\end{cases}\qquad \text{Stiel}\begin{cases}\overline{M_{bx}}=\dfrac{y}{2}\\ \overline{M_{tx}}=\dfrac{l}{4}\end{cases}.$$

Diese Werte in die obige Gleichung eingesetzt, ergeben

$$\delta_{10}=2\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{w_1 x^2}{2}+X_W\right)\frac{x}{2}\frac{dx}{EJ_1}+2\int_0^{h}\left(\frac{w_1 l y}{2}+\frac{w_2 y^2}{2}\right)\frac{y}{2}\frac{dy}{EJ_2}+2\int_0^{h}\left(\frac{w_1 l^2}{8}+X_W\right)\frac{l}{4}\frac{dy}{GJ_{II}}$$

und nach Auswertung der Integrale

$$(7)\qquad \delta_{10}=\frac{l}{EJ_1}\left(\frac{w_1 l^3}{128}+\frac{X_W l}{8}\right)+\frac{h^3}{EJ_2}\left(\frac{w_1 l}{6}+\frac{w_2 h}{8}\right)+\frac{h}{GJ_{II}}\left(\frac{w_1 l^3}{16}+\frac{X_W l}{2}\right)$$

Berechnung von δ_{11}.

Zustand a)

$$\text{Riegel}\begin{cases}M_{bx}=\dfrac{x}{2}+M_b\\ M_{tx}=0\end{cases}\qquad \text{Stiel}\begin{cases}M_{bx}=\dfrac{y}{2}\\ M_{tx}=\dfrac{l}{4}+M_b\end{cases}$$

Zustand b)

$$\text{Riegel}\begin{cases}\overline{M_{bx}}=\dfrac{x}{2}\\ \overline{M_{tx}}=0\end{cases}\qquad \text{Stiel}\begin{cases}\overline{M_{bx}}=\dfrac{y}{2}\\ \overline{M_{tx}}=\dfrac{l}{4}\end{cases}$$

$$(8)\qquad \begin{cases}\delta_{11}=2\displaystyle\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{x}{2}+M_b\right)\frac{x}{2}\frac{dx}{EJ_1}+2\int_0^{h}\frac{y^2}{4}\frac{dx}{EJ_2}\\ +2\displaystyle\int_0^{h}\left(\frac{l}{4}+M_b\right)\frac{l}{4}\frac{dy}{GJ_{II}}=\frac{l^2}{4EJ_1}\left(\frac{l}{12}+\frac{M_b}{2}\right)\\ +\dfrac{h^3}{6EJ_2}+\dfrac{hl}{2GJ_{II}}\left(\dfrac{l}{4}+M_b\right).\end{cases}$$

Ebenso erhält man für

$$(9)\qquad \tau_{20}=2\int_0^{h}\left(\frac{w_1 l y}{2}+\frac{w_2 y^2}{2}\right)\frac{1}{2}\frac{dy}{EJ_2}=\frac{h^2}{2EJ_2}\left(\frac{w_1 l}{2}+\frac{w_2 h}{3}\right).$$

Die Formänderungen der Mittelstütze lassen sich sofort anschreiben:

$$(10)\qquad \Delta_{10}=\frac{w_3 H^4}{8EJ_3}$$

$$(11)\qquad \Delta_{11}=\frac{H^3}{3EJ_3}$$

$$(12)\qquad T_{22}=\frac{H}{EJ_3}$$

$$(13)\qquad \Delta_{12}=\frac{H^2}{2EJ_3}$$

$$(14)\qquad T_{20}=\frac{w_3 H^3}{6EJ_3}.$$

Damit sind alle Koeffizienten von Gl. 2 u. 3 bekannt, und die zwei statisch unbestimmten Größen X_1 und X_2 können ermittelt werden.

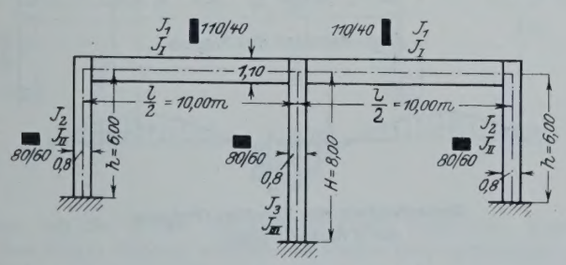


Abb. 6.

Zahlenbeispiel.

Der nebenstehende Eisenbetonrahmen (Abb. 6) ist auf Winddruck in der Querrichtung zu berechnen.

Wenn wir den Winddruck mit 150 kg/m² ansetzen, so ist

$$w_1=1{,}1\cdot 0{,}15=0{,}165\text{ t/m}$$
$$w_2=0{,}8\cdot 0{,}15=0{,}12\text{ t/m}=w_3.$$

α) Trägheitsmomente.

$$J_1=\frac{1{,}1\cdot 0{,}4^3}{12}=0{,}00586\text{ m}^4\qquad E=2\,100\,000\text{ t/m}^2$$
$$\underline{EJ_1}=0{,}00586\cdot 2\,100\,000=\underline{12306}\text{ tm}^2.$$

Berechnung von J_I.

Nach C. Bach[3]) ist für Rechteckquerschnitte die spezifische Verdrehung $\mathfrak{D}=\psi_0\dfrac{M_t}{G}\dfrac{(b^2+d^2)}{b^3d^3}$, wenn $\begin{Bmatrix}d\\ b\end{Bmatrix}$ die $\begin{Bmatrix}\text{kleinere}\\ \text{größere}\end{Bmatrix}$ Seite des Querschnitts bedeutet. ψ_0 hängt vom Seitenverhältnis des Rechtecks ab und ist nach Bretschneider[4])

$$\psi_0=3{,}645-0{,}06\,\frac{b}{d}.$$

Nun ist aber $\mathfrak{D}=\dfrac{M_t}{GJ_I}$, also $\dfrac{M_t}{GJ_I}=\psi_0\dfrac{M_t}{G}\dfrac{(b^2+d^2)}{b^3d^3}$,

daraus ist $J_I=\dfrac{b^3d^3}{\psi_0(b^2+d^2)}=\dfrac{b^4d^4}{12\,\psi_0 J_p}=\dfrac{b^4d^4}{12\,J_p\left(3{,}645-0{,}06\,\frac{b}{d}\right)}$.

J_p bedeutet das polare Trägheitsmoment des Querschnitts.

In unserem Falle ist $b=1{,}1$ m, $d=0{,}4$ m.

$$J_p=\frac{1{,}1\cdot 0{,}4^3}{12}+\frac{0{,}4\cdot 1{,}1^3}{12}=0{,}050233$$

$$J_I=\frac{1{,}1^4\cdot 0{,}4^4}{12\cdot 0{,}050233\left(3{,}645-0{,}06\,\frac{1{,}1}{0{,}4}\right)}=0{,}017867.$$

Wir nehmen an, daß $G=0{,}4\,E=840000\text{ t/m}^2$ [5])

$$\underline{GJ_I}=840000\cdot 0{,}017867=\underline{15008{,}28\text{ tm}^2}$$

$$J_2=J_3=\frac{0{,}8\cdot 0{,}6^3}{12}=0{,}0144\text{ m}^4;\quad \underline{EJ_2=EJ_3}=2\,100\,000\cdot 0{,}0144=\underline{30240\text{ tm}^2}.$$

Berechnung von J_{II}:

$$J_p=\frac{0{,}6\cdot 0{,}8^3}{12}+\frac{0{,}8\cdot 0{,}6^3}{12}=0{,}04$$

$$J_{II}=J_{III}=\frac{0{,}8^4\cdot 0{,}6^4}{12\cdot 0{,}04\left(3{,}465-0{,}06\,\frac{0{,}8}{0{,}6}\right)}=0{,}03102\text{ m}^4$$

$$\underline{GJ_{II}=GJ_{III}}=840000\cdot 0{,}03102=\underline{26057\text{ tm}^2}.$$

β) Formänderungen des Riegels:

aus Gl. 1 . . . $X_w=-\dfrac{\frac{0{,}165\cdot 20^3}{48\cdot 12306}+\frac{0{,}165\cdot 20^2\cdot 6}{8\cdot 26057}}{\frac{20}{2\cdot 12306}+\frac{6}{26057}}=-3{,}965$ mt

„ „ 4 . . . $M_b=-\dfrac{\frac{20^2}{16\cdot 12306}+\frac{20\cdot 6}{4\cdot 26057}}{\frac{20}{2\cdot 12306}+\frac{6}{26057}}=-3{,}052$ mt

„ „ 5 . . . $\delta_{12}=\dfrac{6^2}{4\cdot 30240}=0{,}0002976$

„ „ 6 . . . $\tau_{22}=\dfrac{6}{2\cdot 30240}+\dfrac{20}{4\cdot 15008}=0{,}0004323$

„ „ 7 . . .
$$\begin{aligned}\delta_{10}&=\frac{20}{12306}\left(\frac{0{,}165\cdot 20^3}{128}-\frac{20\cdot 3{,}965}{8}\right)\\ &+\frac{6^3}{30240}\left(\frac{0{,}165\cdot 20}{6}+\frac{0{,}12\cdot 6}{8}\right)\\ &+\frac{6}{26057}\left(\frac{0{,}165\cdot 20^3}{16}-\frac{3{,}965\cdot 20}{2}\right)=0{,}015077\end{aligned}$$

„ „ 8 . .
$$\begin{aligned}\delta_{11}&=\frac{20^2}{4\cdot 12306}\left(\frac{20}{12}-\frac{3{,}052}{2}\right)+\frac{6^3}{6\cdot 30240}\\ &+\frac{6\cdot 20}{2\cdot 26057}\left(\frac{20}{4}-3{,}052\right)=0{,}006808\end{aligned}$$

„ „ 9 . . . $\tau_{20}=\dfrac{6^2}{2\cdot 30240}\left(\dfrac{0{,}165\cdot 20}{2}+\dfrac{0{,}12\cdot 6}{3}\right)=0{,}0011249.$

Nach Maxwell ist $\tau_{21}=\delta_{12}=0{,}0002976$.

[3]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 16, Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung.

[4]) Bretschneider, Versuche über die Verdrehung von Stäben mit rechteckigem Querschnitt usw. Mitt. über Forscherarbeiten, Heft 121.

[5]) Über die Größe des Gleitmaßes G bei Betonkonstruktionen bestehen in der Literatur verschiedene Ansichten. Die obige Annahme entspricht einem Verhältnis von $\dfrac{E}{G}=2{,}5$, mit welchem Wert auch Kasarnowsky in der erwähnten Abhandlung rechnet; Marcus rechnet mit 2,00, Engeßer schlägt 2,66 vor. Nach Versuchen von C. Bach und A. Föppl wäre $\dfrac{E}{G}=2{,}1$ bis 2,3 zu setzen.

γ) Formänderungen der Mittelstütze:

aus Gl. 10 . . $\Delta_{10} = \frac{0{,}12 \cdot 8^4}{8 \cdot 30240} = 0{,}0020317$

„ „ 11 . . $\Delta_{11} = \frac{8^3}{3 \cdot 30240} = 0{,}0056437$

„ „ 12 . . $T_{22} = \frac{8}{30240} = 0{,}0002645$

„ „ 13 . . $\Delta_{12} = \frac{8^2}{2 \cdot 30240} = 0{,}0010582$

„ „ 14 . . $T_{20} = \frac{0{,}12 \cdot 8^3}{6 \cdot 30240} = 0{,}0003386.$

Nach Maxwell ist $T_{21} = \Delta_{12} = 0{,}0010582$.

δ) Elastizitätsgleichungen und Momente.

Die ausgerechneten Zahlenwerte in Gl. 2 u. 3 eingesetzt, ergeben die Bedingungsgleichungen

$$0{,}0150770 - 0{,}0020317 - X_1\,(0{,}006808 + 0{,}0056437) - X_2\,(0{,}0002976 + 0{,}0010582) = 0{,}0130453 - 0{,}0124517\,X_1 - 0{,}0013558\,X_2 = 0$$

oder mit 10^7 multipliziert

(2) $$\underline{130453 - 124517\,X_1 - 13558\,X_2 = 0}$$

und $$0{,}0011249 - 0{,}0003386 - X_1\,(0{,}0002976 + 0{,}0010582) - X_2\,(0{,}0004323 + 0{,}0002645) = 0{,}0007863 - 0{,}0013558\,X_1 - 0{,}0006968 = 0$$

oder mit 10^7 multipliziert

(3) $$\underline{7863 - 13558\,X_1 - 6968\,X_2 = 0.}$$

Die beiden Gleichungen nach X_1 und X_2 aufgelöst, ergeben die Werte

$$\underline{X_1 = 1{,}1735\text{ t}}$$

$$\underline{X_2 = -1{,}1548\text{ mt.}}$$

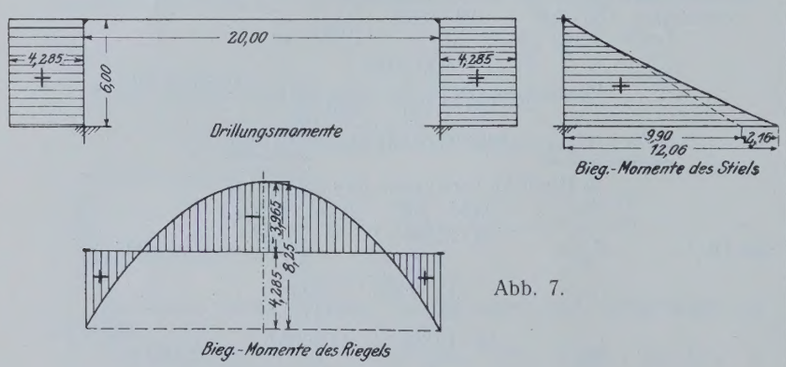


Abb. 7.

In Abb. 7 sind die Momente des zweistieligen Rahmens dargestellt.

Das größte Moment in der Riegelmitte ist gleich dem Werte $X_w = -3{,}965$ mt aus Gl. 1. Die Biegungsmomente des Riegels ergeben sich durch Zeichnung einer Parabel mit der Scheitelordinate

$$\frac{w_1 l^2}{8} = \frac{0{,}165 \cdot 20^2}{8} = 8{,}25\text{ mt},$$

das Eckmoment von der Größe $8{,}25 - 3{,}965 = 4{,}285$ mt wirkt gleichzeitig als Drillungsmoment auf die Rahmenstiele. Das Biegungsmoment des Ständers ist am Kopf Null, der Wert am Stützenfuß rechnet sich aus

$$\frac{w_1 l h}{2} + \frac{w_2 h^2}{2} = \frac{0{,}165 \cdot 20 \cdot 6}{2} + \frac{0{,}12 \cdot 6^2}{2} = 9{,}90 + 2{,}16 = 12{,}06\text{ mt}.$$

Abb. 8 zeigt den Verlauf der Momente für die am statisch unbestimmten Grundsystem angreifende Kraft $X_1 = 1{,}1735$ t. Die Ordinate in Riegelmitte rechnet sich mit $X_1 M_b = 1{,}1735 \cdot 3{,}052 = 3{,}58$ mt. Die größte Ordinate des Momentendreiecks ist $\frac{1{,}1735 \cdot 20}{4} = 5{,}8675$ mt, wodurch sich das Eckmoment von $5{,}8675 - 3{,}58 = 2{,}2875$ mt ergibt. Die Biegungsmomente der Stiele werden durch Dreiecke dargestellt, der Momentenwert am Fuße beträgt

$$-\frac{X_1 h}{2} = -\frac{1{,}17356 \cdot 6}{2} = -3{,}5205\text{ mt}.$$

Abb. 9 zeigt den Momentenverlauf für $X_2 = -1{,}1548$ mt am Grundsystem. Der Riegel wird lediglich durch ein Drillungsmoment von der Größe $-\frac{1{,}1548}{2} = -0{,}5774$ mt beansprucht, die Stiele hingegen durch ebenso große Biegungsmomente.

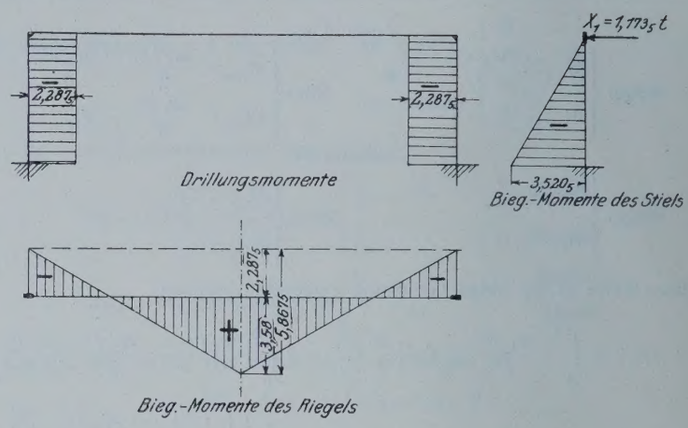


Abb. 8.

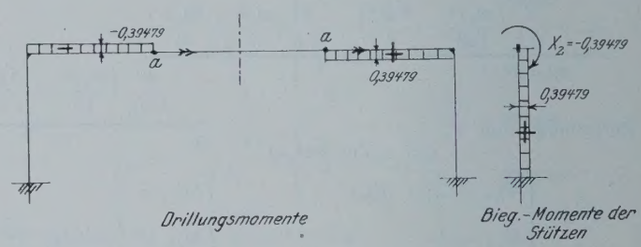


Abb. 9.

Die endgültigen Momente des dreistieligen Rahmens erhält man durch Übereinanderlagerung der Abb. 7, 8 u. 9 oder analytisch aus den Gleichungen

(15) $$\begin{cases} M_{bx} = M^0_{bx} + X_1 M^1_{bx} + X_2 M^2_{bx} \\ M_{tx} = M^0_{tx} + X_1 M^1_{tx} + X_2 M^2_{tx}, \end{cases}$$

worin $\begin{Bmatrix} M^0_{bx} \\ M^0_{tx} \end{Bmatrix}$ die Momente im statisch unbestimmten Grundsystem zufolge der äußeren Belastung, $\begin{Bmatrix} M^1_{bx} \\ M^1_{tx} \end{Bmatrix}$ zufolge X_1 und $\begin{Bmatrix} M^2_{bx} \\ M^2_{tx} \end{Bmatrix}$ zufolge X_2 bedeuten.

Der Verlauf der Biegungs- und Drillungsmomente in unserem Zahlenbeispiel ist in Abb. 10 dargestellt.

Das Biegungsmoment am Kopfe der Mittelstütze ist $X_2 = -1{,}1548$ mt; das Fußmoment rechnet sich aus

$$X_2 + X_1 H + \frac{w_3 H^2}{2} = 1{,}1548 + 1{,}1735 \cdot 8 + \frac{0{,}12 \cdot 8^2}{2} = 12{,}0732\text{ mt}.$$

Eine Drillungsbeanspruchung der Mittelstütze findet natürlich aus Symmetriegründen nicht statt.

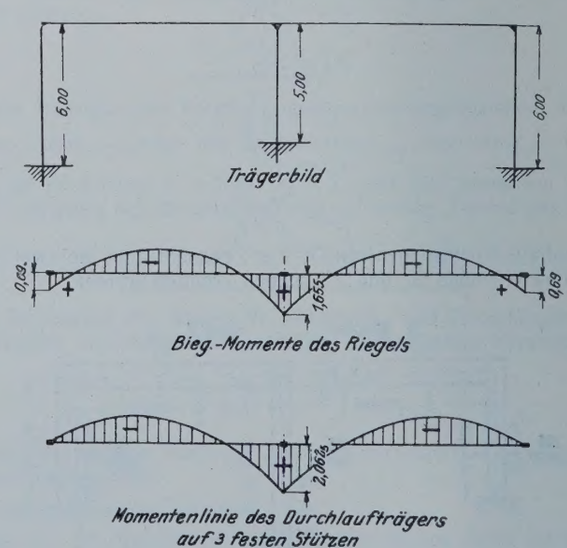


Abb. 11.

Aus Abb. 10 ist zu ersehen, daß an der Mittelstütze gar kein positives Biegungsmoment im Riegel auftritt, und daß es unrichtig gewesen wäre, den Riegel als durchlaufenden Träger auf festen Stützen zu berechnen

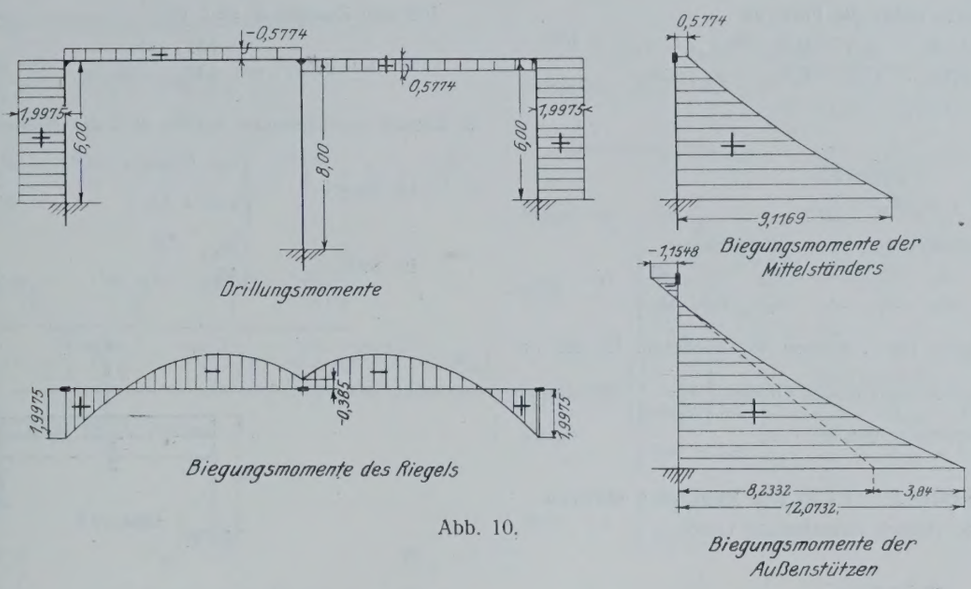


Abb. 10.

und den Einfluß der elastischen Nachgiebigkeit der Mittelstütze zu vernachlässigen. Je höher die Mittelstütze gegenüber den Randstützen ist, desto größer ist ihre elastische Verformung am Stützenkopf, und desto mehr nähert sich der Momentenverlauf demjenigen des zweistieligen Rahmens. Umgekehrt hat ein Kürzerwerden der mittleren Säule bei sonst gleichen Verhältnissen eine Verkleinerung der negativen Momente in der Riegelmitte zur Folge, und schließlich werden daselbst auch positive Momente auftreten. Wenn wir in unserem Zahlenbeispiel die Höhe der Mittelstütze von 8 m auf 5 m verkleinern, sonst aber alles ungeändert lassen und die Untersuchung neu durchführen, so erhalten wir in der Riegelmitte bereits ein positives Moment von 1,655 mt. Für diesen Fall gelten die Momentenwerte in Abb. 11.

In Abb. 11 wurde zum Vergleich noch die Momentenlinie des durchlaufenden Trägers mit der Mittelordinate $\frac{0{,}165 \cdot 10^2}{8} = 2{,}0625$ mt dargestellt.

Kurze Wiederholung des Arbeitsvorganges bei der Durchrechnung eines Zahlenbeispiels:

Man berechnet die erforderlichen Trägheitsmomente, hierauf X_w nach Gl. 1, M_b aus Gl. 2, bestimmt dann der Reihe nach sämtliche Koeffizienten aus Gl. 5 bis 14, setzt deren Werte in Gl. 2 u. 3 ein und löst diese nach X_1 und X_2 auf. Wenn man an dem in Abb. 4 gewählten Richtungssinn festhält, sind alle Koeffizienten in (2) u. (3) positiv einzusetzen. Die endgültigen Momente folgen entweder rechnerisch aus Gl. 15 oder sie werden zeichnerisch durch Summierung der Momentenflächen für die einzelnen Teilzustände entsprechend Abb. 7, 8 u. 9 bestimmt.

III. Der symmetrische vierstielige Rahmen (Abb. 12).

w_1 wagerechte gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels
w_2 „ „ „ „ der Außenstützen
w_3 „ „ „ „ „ Mittelstützen.

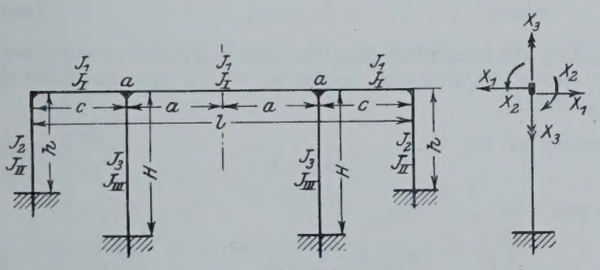


Abb. 12.

Wenn wir die beiden Innenstützen durch wagerechte Schnitte am Kopfe vom Riegel trennen, erhalten wir wieder den zweistieligen Rahmen als statisch unbestimmtes Grundsystem, der nach Gl. 1 berechnet werden kann; an den Schnittstellen wirken jetzt drei statisch unbestimmte Größen X_1, X_2 und X_3, deren Richtungssinn wir für die Rechnung wie in Abb. 12 dargestellt annehmen wollen. Das System ist mithin für den zu untersuchenden Belastungsfall vierfach statisch unbestimmt.

Wir bezeichnen mit

δ_{10} die wagerechte Verschiebung von a zufolge Wind auf das Hauptsystem
δ_{11} „ „ „ „ a für $X_1 = 1$
δ_{12} „ „ „ „ a „ $X_2 = 1$
δ_{12} „ „ „ „ a „ $X_3 = 1$

τ_{20} die (lotrechte) Verdrehung in a in der Richtung von X_2 zufolge Wind auf das Hauptsystem
τ_{21} „ „ „ „ a „ „ „ von X_2 für $X_1 = 1$
τ_{22} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_2 „ $X_2 = 1$
τ_{23} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_2 „ $X_3 = 1$

γ_{30} die (wagerechte) Verdrehung in a in der Richtung von X_3 zufolge Wind auf das Hauptsystem
γ_{31} „ „ „ „ a in der Richtung von X_3 für $X_1 = 1$
γ_{32} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_3 „ $X_2 = 1$
γ_{33} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_3 „ $X_3 = 1$.

Ähnlich bei den unten eingespannten, oben frei gemachten Innenstützen mit

Δ_{10} die wagerechte Verschiebung von a zufolge Wind auf das Hauptsystem
Δ_{11} „ „ „ „ a für $X_1 = 1$
Δ_{12} „ „ „ „ a „ $X_2 = 1$
Δ_{13} „ „ „ „ a „ $X_3 = 1$

T_{20} die (lotrechte) Verdrehung in a in der Richtung von X_2 zufolge Wind auf das Hauptsystem
T_{21} „ „ „ „ a „ „ „ von X_2 für $X_1 = 1$
T_{22} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_2 „ $X_2 = 1$
T_{23} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_2 „ $X_3 = 1$

Ω_{30} die (wagerechte) Verdrehung in a in der Richtung von X_3 zufolge Wind auf das Hauptsystem
Ω_{31} „ „ „ „ a in der Richtung von X_3 für $X_1 = 1$
Ω_{32} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_3 „ $X_2 = 1$
Ω_{33} „ „ „ „ a „ „ „ „ X_3 „ $X_3 = 1$.

Bei der Bestimmung dieser Formänderungen hat man die statisch unbestimmten Größen X_1, X_2 und X_3 stets in beiden Punkten a wirksam zu denken, so daß man es in allen Fällen mit symmetrischen Belastungen und symmetrischen Formänderungen zu tun hat. δ_{10} tritt also in beiden symmetrisch gelegenen Punkten a auf, wenn daselbst die beiden Kräfte $X_1 = 1$ wirken.

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\delta_{10} - X_1\delta_{11} - X_2\delta_{12} - X_3\delta_{13} = \Delta_{10} + X_1\Delta_{11} + X_2\Delta_{12} + X_3\Delta_{13}$$
$$\tau_{20} - X_1\tau_{21} - X_2\tau_{22} - X_3\tau_{23} = T_{20} + X_1 T_{21} + X_2 T_{22} + X_3 T_{23}$$
$$\gamma_{30} - X_1\gamma_{31} - X_2\gamma_{32} - X_3\gamma_{33} = \Omega_{30} + X_1\Omega_{31} + X_2\Omega_{32} + X_3\Omega_{33},$$

ohne weiteres folgt, daß $\tau_{23} = 0$, $\gamma_{32} = 0$, $\Delta_{13} = 0$, $T_{23} = 0$, $\Omega_{30} = 0$, $\Omega_{31} = 0$, $\Omega_{32} = 0$.

Die Gleichungen nehmen daher die Form an:

(16) $\delta_{10} - \Delta_{10} - X_1(\delta_{11} + \Delta_{11}) - X_2(\delta_{12} + \Delta_{12}) - X_3\delta_{13} = 0$

(17) $\tau_{20} - T_{20} - X_1(\tau_{21} + T_{21}) - X_2(\tau_{22} + T_{22}) = 0$

(18) $\gamma_{30} - X_1\gamma_{31} - X_3(\gamma_{33} + \Omega_{33}) = 0.$

Nach Maxwell ist $\delta_{12} = \tau_{21}$, $\Delta_{12} = T_{21}$, $\delta_{13} = \gamma_{31}$,

so daß wir folgende Formänderungen zu ermitteln haben

am Rahmen	δ_{10}	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	τ_{20}	τ_{22}	γ_{30}	γ_{33}
an den Innenstielen	Δ_{10}	Δ_{11}	Δ_{12}	T_{20}	T_{22}	Ω_{33}.		

Bevor wir diese Aufgabe lösen, müssen wir wiederum für die am Grundsystem in den Punkten a angreifenden Größen $\left.\begin{matrix} X_1 = 1 \\ X_2 = 1 \\ X_3 = 1 \end{matrix}\right\}$ die statisch unbestimmten Biegungsmomente ermitteln.

A. Zwei wagerechte Kräfte $P = 1$ t in den Punkten a wirkend.

X_a ist die zu suchende statisch unbestimmte Größe.

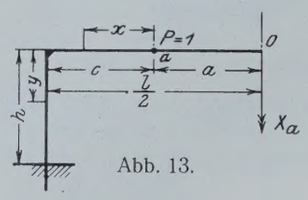


Abb. 13.

Im statisch bestimmten System (Abb. 13) ist

im Riegel $\begin{cases} \text{von 0 bis } a \ldots M^0_{bx} = 0, \; M^0_{tx} = 0 \\ \text{von } a \text{ bis } \frac{l}{2} \ldots M^0_{bx} = x, \; M^0_{tx} = 0 \end{cases}$

im Stiel $\begin{cases} M^0_{bx} = y \\ M^0_{tx} = c. \end{cases}$

Momente für $X_a = 1$ t.

Riegel $\begin{cases} M'_{bx} = 1 \\ M'_{tx} = 0 \end{cases}$ Stiel $\begin{cases} M'_{bx} = 0 \\ M'_{tx} = 1. \end{cases}$

Die Momente im unbestimmten System sind

im Riegel $\begin{cases} \text{von 0 bis } a \ldots M_{bx} = X_a, \; M_{tx} = 0 \\ \text{von } a \text{ bis } \frac{l}{2} \ldots M_{bx} = x + X_a, \; M_{tx} = 0 \end{cases}$

im Stiel $\begin{cases} M_{bx} = y \\ M_{tx} = c + X_a. \end{cases}$

Aus $\int M'_{bx}\, \Delta\varphi_{bx} + \int M'_{tx}\, \Delta\varphi_{tx} = 0$ folgt die Bedingungsgleichung

$$\int_0^a \frac{X_a\, dx}{EJ_1} + \int_a^{\frac{l}{2}} \frac{(x + X_a)\, dx}{EJ_1} + \int_0^h \frac{(c + X_a)\, dy}{GJ_{II}} = 0 \text{ und daraus}$$

(19)
$$X_a = -\frac{\frac{c^2}{2EJ_1} + \frac{ch}{GJ_{II}}}{\frac{l}{2EJ_1} + \frac{h}{GJ_{II}}}$$

Sonderfall: $a = 0$, $c = \frac{l}{2}$. $X_a = -\dfrac{\frac{l^2}{8EJ_1} + \frac{lh}{2GJ_{II}}}{\frac{l}{2EJ_1} + \frac{h}{GJ_{II}}}$ gilt für $P = 2$ t in Riegelmitte und stimmt mit Gl. 4 überein.

B. Zwei Biegungsmomente $X_3 = -1$ mt in den Punkten a wirkend (Abb. 14).

Die zu suchende statisch unbestimmte Größe bezeichnen wir mit X_b.

Im statisch bestimmten Grundsystem gilt

für den Riegel $\begin{cases} \text{von 0 bis } a \ldots M^0_{bx} = 0, \quad M^0_{tx} = 0 \\ \text{von } a \text{ bis } \frac{l}{2} \ldots M^0_{bx} = -1, \; M^0_{tx} = 0, \end{cases}$

für den Stiel $\begin{cases} M^0_{bx} = 0 \\ M^0_{tx} = -1. \end{cases}$

Für den Zustand $X_b = 1$ gilt

für den Riegel $\begin{cases} M'_{bx} = 1 \\ M'_{tx} = 0 \end{cases}$ für den Stiel $\begin{cases} M'_{bx} = 0 \\ M'_{tx} = 1, \end{cases}$

im statisch unbestimmten System sind die Momente

im Riegel $\begin{cases} \text{von 0 bis } a \ldots M_{bx} = X_b, \quad M_{tx} = 0 \\ \text{von } a \text{ bis } \frac{l}{2} \ldots M_{bx} = X_b - 1, \; M_{tx} = 0, \end{cases}$

im Stiel $\begin{cases} M_{bx} = 0 \\ M_{tx} = X_b - 1. \end{cases}$

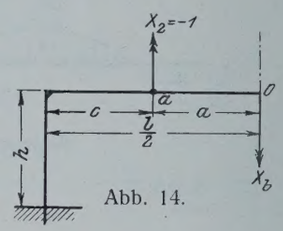


Abb. 14.

Nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen ist

$$\int_0^a \frac{X_b\, dx}{EJ_1} + \int_a^{\frac{l}{2}} \frac{(X_b - 1)\, dx}{EJ_1} + \int_0^h \frac{(X_b - 1)\, dy}{GJ_{II}} = 0$$

und daraus

(20)
$$X_b = \frac{\frac{c}{EJ_1} + \frac{h}{GJ_{II}}}{\frac{l}{2EJ_1} + \frac{h}{GJ_{II}}}$$

Sonderfall: $a = 0$, $c = \frac{l}{2}$, $X_b = 1$.

C. Zwei Drillungsmomente $X_2 = 1$ mt in den Punkten a wirkend.

Die statisch unbestimmte Größe $X_c = 0$, der Riegel erfährt keine Biegungsbeanspruchungen.

Formänderungen des Riegels.

Die Berechnung geschieht mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen mit Vernachlässigung der Querkräfte nach der Gleichung

$$\left.\begin{matrix} \delta \\ \tau \\ \gamma \end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}\int \frac{M_{bx}\, \overline{M_{bx}}\, ds}{EJ} + \frac{1}{2}\int \frac{M_{tx}\, \overline{M_{tx}}\, ds}{GJ_\tau}.$$

Darin bedeuten

M_{bx} und M_{tx} die Mom nte im unbestimmten System zufolge der äußeren Lasten . . . . . Zustand a

$\overline{M_{bx}}$ und $\overline{M_{tx}}$ die Momente des statisch bestimmten Trägers zufolge $\left.\begin{matrix} X_1 = 1 \\ X_2 = 1 \\ X_3 = 1 \end{matrix}\right\}$ in beiden Punkten a wirkend . . . . . Zustand b.

Anstatt die Integration über das ganze System zu erstrecken und nachher durch 2 zu dividieren, genügt es, sie nur über das halbe System durchzuführen.

Berechnung von δ_{10}:

Zustand a.

Riegel von a bis $\frac{l}{2}$ $M_{bx} = \dfrac{w_1(x+a)^2}{2} + X_w$ $M_{tx} = 0$

Stiel . . . . . $M_{bx} = \dfrac{w_1 l y}{2} + \dfrac{w_2 y^2}{2}$ $M_{tx} = \dfrac{w_1 l^2}{8} + X_w.$

Zustand b.

Riegel von 0 bis a . . . . $\overline{M_{bx}} = 0$ . . . . $\overline{M_{tx}} = 0$

„ „ a bis $\frac{l}{2}$ . . . $\overline{M_{bx}} = x$ . . . . $\overline{M_{tx}} = 0$

Stiel $\begin{cases} \overline{M_{bx}} = y \\ \overline{M_{tx}} = c. \end{cases}$

Diese Werte in obige Gleichung eingesetzt, ergeben:

$$\delta_{10}=\int_a^{\frac{l}{2}}\left(\frac{w_1 x^2}{2}+w_1 x a+\frac{w_1 a^2}{2}+X_w\right)x\,\frac{dx}{EJ_1}+\int_0^h\left(\frac{w_1 l y}{2}+\frac{w_2 y^2}{2}\right)y\,\frac{dy}{EJ_2}+\int_0^h\left(\frac{w_1 l^2}{8}+X_w\right)c\,\frac{dy}{GJ_{II}}$$

und nach Auswertung

$$(21)\quad \left\{\begin{aligned}&\delta_{10}=\frac{c^2}{EJ_1}\left(\frac{w_1 c^2}{8}+\frac{w_1 a c}{3}+\frac{w_1 a^2}{4}+\frac{X_w}{2}\right)\\&\qquad+\frac{h^3}{EJ_2}\left(\frac{w_1 l}{6}+\frac{w_2 h}{8}\right)+\frac{h}{GJ_{II}}\left(\frac{w_1 c l^2}{8}+cX_w\right)\end{aligned}\right.$$

für $a=0$, $c=\frac{l}{2}$ geht Gl. 21 in Gl. 7 über.

Berechnung von δ_{11}:

Zustand a.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $M_{bx}=X_a$ . . . . . $M_{tx}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $M_{bx}=x+X_a$ . . . . $M_{tx}=0$

Stiel . . $M_{bx}=y$, $M_{tx}=c+X_a$.

Zustand b.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $\overline{M_{bx}}=0$ . . . . $\overline{M_{tx}}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $\overline{M_{bx}}=x$ . . . . $\overline{M_{tx}}=0$.

Stiel . . $\overline{M_{bx}}=y$, $\overline{M_{tx}}=c$.

$$(22)\quad \left\{\begin{aligned}&\underline{\delta_{11}}=\int_a^{\frac{l}{2}}(x+X_a)x\,\frac{dx}{EJ_1}+\int_0^h\frac{y^2\,dy}{EJ_2}+\int_0^h(c+X_a)\,\frac{c\,dy}{GJ_{II}}\\&\qquad=\frac{c^2}{EJ_1}\left(\frac{c}{3}+\frac{X_a}{2}\right)+\frac{h^3}{3EJ_2}+\frac{hc}{GJ_{II}}(c+X_a),\end{aligned}\right.$$

für $c=\frac{l}{2}$ und $a=0$ geht die Gleichung nach Division durch 2 in Gl. 8 über,

$$(23)\quad \underline{\delta_{12}=\frac{h^2}{2EJ_2}}$$

entsprechend Gl. 5.

Berechnung von δ_{13}:

Zustand a.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $M_{bx}=X_b$ . . . . . $M_{tx}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $M_{bx}=X_b-1$ . . . . $M_{tx}=0$

Stiel . . $M_{bx}=0$, $M_{tx}=X_b-1$.

Zustand b.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $\overline{M_{bx}}=0$ . . . . $\overline{M_{tx}}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $\overline{M_{bx}}=-x$ . . $\overline{M_{tx}}=0$

Stiel . . $\overline{M_{tx}}=-y$, $\overline{M_{tx}}=-c$.

$$(24)\quad \left\{\begin{aligned}&\underline{\delta_{13}}=-\int_a^{\frac{l}{2}}(X_b-1)x\,\frac{dx}{EJ_1}-\int_0^h(X_b-1)\,\frac{c\,dx}{GJ_{II}}\\&\qquad=(1-X_b)\left(\frac{c^2}{2EJ_1}+\frac{ch}{GJ_{II}}\right).\end{aligned}\right.$$

Sonderfall: $a=0$, $c=\frac{l}{2}$. $X_b=1$, $\delta_{13}=0$.

$$(25)\quad \underline{\tau_{20}=\frac{h^2}{2EJ_2}\left(\frac{w_1 l}{2}+\frac{w_2 h}{3}\right)}$$

entspricht Gl. 9.

$$(26)\quad \underline{\tau_{22}=\frac{h}{EJ_2}+\frac{c}{GJ_I}}$$

entspricht Gl. 7.

Berechnung von γ_{30}:

Zustand a.

Riegel von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $M_{bx}=\frac{w_1(x+a)^2}{2}+X_w$ . . . $M_{tx}=0$

Stiel . . $M_{bx}=\frac{w_1 l y}{2}+\frac{w_2 y^2}{2}$, $M_{tx}=\frac{w_1 l^2}{8}+X_w$.

Zustand b.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $\overline{M_{bx}}=0$ . . . . $\overline{M_{tx}}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $\overline{M_{bx}}=1$ . . . . $\overline{M_{tx}}=0$

Stiel . . $\overline{M_{bx}}=0$, $\overline{M_{tx}}=1$.

$$(27)\quad \left\{\begin{aligned}&\gamma_{30}=\int_a^{\frac{l}{2}}\left(\frac{w_1(x+a)^2}{2}+X_w\right)\frac{dx}{EJ_1}+\int_0^h\left(\frac{w_1 l^2}{8}+X_w\right)\frac{dy}{GJ_{II}}\\&=\frac{c}{2EJ_1}\left(\frac{w_1 c^2}{3}+w_1 a c+w_1 a^2+2X_w\right)+\frac{h}{GJ_{II}}\left(\frac{w_1 l^2}{8}+X_w\right).\end{aligned}\right.$$

Berechnung von γ_{33}:

Zustand a.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $M_{bx}=X_b$ . . . . $M_{tx}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . . . $M_{bx}=X_b-1$ . . $M_{tx}=0$

Stiel . . $M_{bx}=0$, $M_{tx}=X_b-1$.

Zustand b.

Riegel . . von 0 bis a . . . . $\overline{M_{bx}}=0$; von a bis $\frac{l}{2}$ . . $\overline{M_{bx}}=-1$ Stiel . . $\overline{M_{bx}}=0$, $\overline{M_{tx}}=-1$.

$$(28)\quad \left\{\begin{aligned}&\underline{\gamma_{33}}=-\int_a^{\frac{l}{2}}(X_b-1)\,\frac{dx}{EJ_1}-\int_0^h(X_b-1)\,\frac{dy}{GJ_{II}}\\&\qquad=(1-X_b)\left(\frac{c}{EJ_1}+\frac{h}{GJ_{II}}\right).\end{aligned}\right.$$

Formänderungen der Mittelstützen.

(29) $\Delta_{10}=\frac{w_3 H^4}{8EJ_3}$ (32) $T_{20}=\frac{w_3 H^3}{6EJ_3}$

(30) $\Delta_{11}=\frac{H^3}{3EJ_3}$ (33) $T_{22}=\frac{H}{EJ_3}$

(31) $\Delta_{12}=\frac{H^2}{2EJ_3}$ (34) $\Omega_{33}=\frac{H}{GJ_{III}}$.

Gl. 29 bis 33 stimmen mit 10 bis 14 überein.

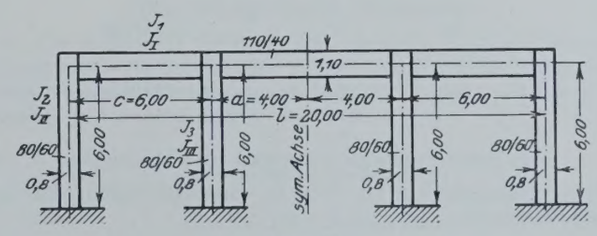


Abb. 15.

Zahlenbeispiel.

Der Rahmen in Abb. 15 ist auf Winddruck in der Querrichtung zu berechnen. Die Ausmaße des Riegels und der Außenstützen stimmen mit

jenen des Zahlenbeispiels in Abschnitts II überein. Wenn wir den Winddruck mit 150 kg/m² annehmen, so ist

$$w_1 = 1{,}1 \cdot 0{,}15 = 0{,}165 \text{ t/m}$$
$$w_2 = w_3 = 0{,}8 \cdot 0{,}15 = 0{,}12 \text{ t/m}.$$

α) Trägheitsmomente.

$$\left.\begin{aligned} EJ_1 &= 12306 \text{ tm}^2 \\ GJ_I &= 15008 \text{ tm}^2 \\ EJ_2 = EJ_3 &= 30240 \text{ tm}^2 \\ GJ_{II} = GJ_{III} &= 26057 \text{ tm}^2 \end{aligned}\right\} \text{ wie in Abschnitt II.}$$

β) Formänderungen des Riegels.

aus Gl. 1 . . $X_W = -3{,}965$ mt wie in Abschnitt II

„ „ 19 . . $$X_a = -\frac{\frac{6^2}{2 \cdot 12306} + \frac{6 \cdot 6}{26057}}{\frac{20}{2 \cdot 12306} + \frac{6}{26057}} = -2{,}726 \text{ mt}$$

„ „ 20 . . $$X_b = \frac{\frac{6}{12306} + \frac{6}{26057}}{\frac{20}{2 \cdot 12306} + \frac{6}{26057}} = 0{,}688 \text{ mt}$$

„ „ 21 . . $$\delta_{10} = \frac{6^2}{12306}\left(\frac{0{,}165 \cdot 6^2}{8} + \frac{0{,}165 \cdot 4 \cdot 6}{3} + \frac{0{,}165 \cdot 4^2}{4} - \frac{3{,}965}{2}\right) + \frac{6^3}{30240}\left(\frac{0{,}165 \cdot 20}{6} + \frac{0{,}12 \cdot 6}{8}\right) + \frac{6}{26057}\left(\frac{0{,}165 \cdot 6 \cdot 20^2}{8} - 6 \cdot 3{,}965\right) = 0{,}0126552$$

„ „ 22 . . $$\delta_{11} = \frac{6^2}{12306}\left(\frac{6}{3} - \frac{2{,}726}{2}\right) + \frac{6^3}{3 \cdot 30240} + \frac{6 \cdot 6}{26057}(6 - 2{,}726) = 0{,}0087616$$

„ „ 23 . . $$\delta_{12} = \frac{6^2}{2 \cdot 30240} = 0{,}0005952$$

„ „ 24 . . $$\delta_{13} = (1 - 0{,}688)\left(\frac{6^2}{2 \cdot 12306} + \frac{6 \cdot 6}{26057}\right) = 0{,}000887$$

„ „ 25 . . $$\tau_{20} = \frac{6^2}{2 \cdot 30240}\left(\frac{0{,}165 \cdot 20}{2} + \frac{0{,}12 \cdot 6}{3}\right) = 0{,}0011249$$

„ „ 26 . . $$\tau_{22} = \frac{6}{30240} + \frac{6}{15008} = 0{,}0005979$$

„ „ 27 . . $$\gamma_{30} = \frac{6}{2 \cdot 12306}\left(\frac{0{,}165 \cdot 6^2}{3} + 0{,}165 \cdot 4 \cdot 6 + 0{,}165 \cdot 4^2 - 2 \cdot 3{,}965\right) + \frac{6}{26057}\left(\frac{0{,}165 \cdot 20^2}{8} - 3{,}965\right) = 0{,}00114398$$

„ „ 28 . . $$\gamma_{33} = (1 - 0{,}688)\left(\frac{6}{12306} + \frac{6}{26057}\right) = 0{,}00022386.$$

γ) Formänderungen der Mittelstützen.

aus Gl. 29 . . . $$\Delta_{10} = \frac{0{,}12 \cdot 6^4}{8 \cdot 30240} = 0{,}0006482$$

„ „ 30 . . . $$\Delta_{11} = \frac{6^3}{3 \cdot 30240} = 0{,}002381$$

„ „ 31 . . . $$\Delta_{12} = \frac{6^2}{2 \cdot 30240} = 0{,}000595$$

„ „ 32 . . . $$T_{20} = \frac{0{,}12 \cdot 6^3}{6 \cdot 30240} = 0{,}000143$$

„ „ 33 . . . $$T_{22} = \frac{6}{30240} = 0{,}000198$$

„ „ 34 . . . $$\Omega_{33} = \frac{6}{26057} = 0{,}00023.$$

δ) Elastizitätsgleichungen und Momente.

Diese Zahlenwerte in Gl. 16 bis 18 eingesetzt, liefern die drei Bedingungsgleichungen

$$0{,}0126552 - 0{,}0006428 - X_1(0{,}0087616 + 0{,}002381) - X_2(0{,}0005952 + 0{,}000595) - 0{,}000887\,X_3 = 0$$
$$0{,}0011249 - 0{,}000143 - X_1(0{,}0005952 + 0{,}000595) - X_2(0{,}0005979 + 0{,}000198) = 0$$
$$0{,}00114398 - 0{,}000887\,X_1 - X_3(0{,}00022386 + 0{,}00023) = 0$$

oder nach Zusammenziehung der einzelnen Glieder und Multiplikation mit 10^7:

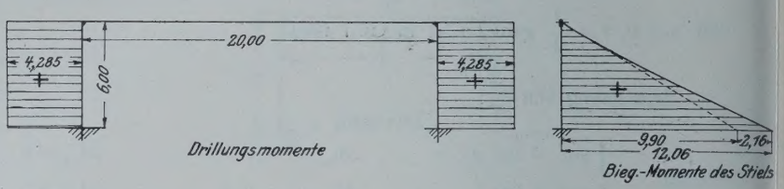
(16) $$120124 - 111426\,X_1 - 11902\,X_2 - 8870\,X_3 = 0$$

(17) $$9819 - 11902\,X_1 - 7959\,X_2 = 0$$

(18) $$11439 - 8870\,X_1 - 4538\,X_3 = 0.$$

Die Auflösung der Gleichungen liefert

$$X_1 = 1{,}089 \text{ t}$$
$$X_2 = -0{,}39479 \text{ mt}$$
$$X_3 = 0{,}39215 \text{ mt}.$$



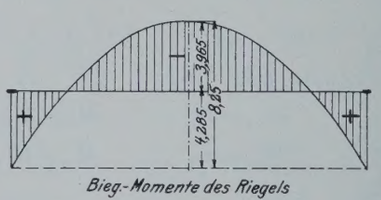


Abb. 16.

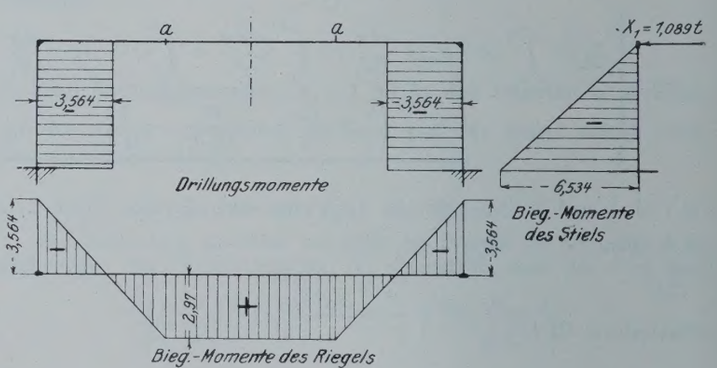


Abb. 17.

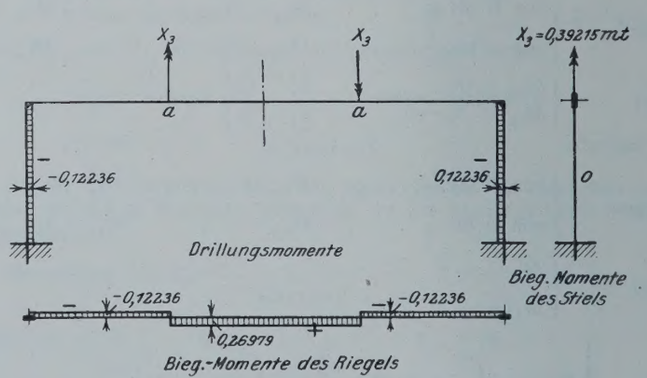


Abb. 18.

In Abb. 16 sind wieder die Momente des Grundsystems zufolge Windbelastung dargestellt.

Abb. 17 zeigt die Momente für den Belastungsfall $X_1 = 1{,}089$ t in beiden Punkten a wirkend. Das Moment in a rechnet sich aus

$$1{,}089\,X_a = 1{,}089 \cdot 2{,}726 = 2{,}97 \text{ mt},$$

das Eckmoment ist $2{,}97 - 1{,}089 \cdot 6 = -3{,}564$ mt.

Abb. 18 zeigt die Momente für den Belastungsfall $X_3 = 0{,}39215$ mt in beiden Punkten a. Das Moment in Riegelmitte ist

$$0{,}39215\, X_b = 0{,}39215 \cdot 0{,}688 = 0{,}269799 \text{ mt}$$

das Eckmoment $0{,}269799 - 0{,}39215 = -0{,}12236$ mt.

Abb. 19 gilt für $X_2 = -0{,}39479$ mt in den Punkten a.

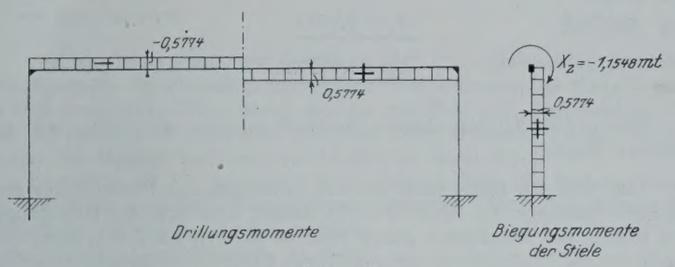


Abb. 19.

Die durch Zusammenlegung der Abb. 14, 18 u. 19 erhaltenen endgültigen Momente des vierstieligen Rahmens sind in Abb. 20 dargestellt.

Das Kopfmoment ist $-0{,}39479$ mt.

Das Fußmoment $-0{,}39479 + 1{,}089 \cdot 6 + \frac{0{,}12 \cdot 6^2}{2} = 8{,}29921$ mt.

Der Sprung der Biegungsmomentenlinie des Riegels in a (Abb. 20) entspricht dem Drillungsmoment $X_3 = 0{,}39215$ mt der Mittelstütze. In Abb. 20 ist auch noch zum Vergleich die Momentenlinie des durchlaufenden Trägers auf vier festen Stützen dargestellt.

IV. Der symmetrische Rahmen mit beliebig vielen Stützen.

Die Berechnung geschieht auf ähnliche Weise wie in Abschnitt II u. III. Man trennt die Köpfe sämtlicher Innenstützen durch wagerechte Schnitte vom Rahmenriegel und erhält als Grundsystem den zweistieligen Rahmen; dann hat man an den Schnittstellen die statisch unbestimmten Größen anzubringen und erhält ein System von Elastizitätsgleichungen, das zur Bestimmung der Unbekannten genügt. Außer der Berechnung des Grundsystems, die eine Gleichung erfordert, hat man beim fünfstieligen Rahmen noch fünf, beim sechsstieligen Rahmen noch sechs Gleichungen aufzulösen.

Die gezeigte Berechnungsart gilt nicht nur für gleichmäßig verteilte Belastung des ganzen Rahmens, sie kann auch bei jeder beliebigen, aber

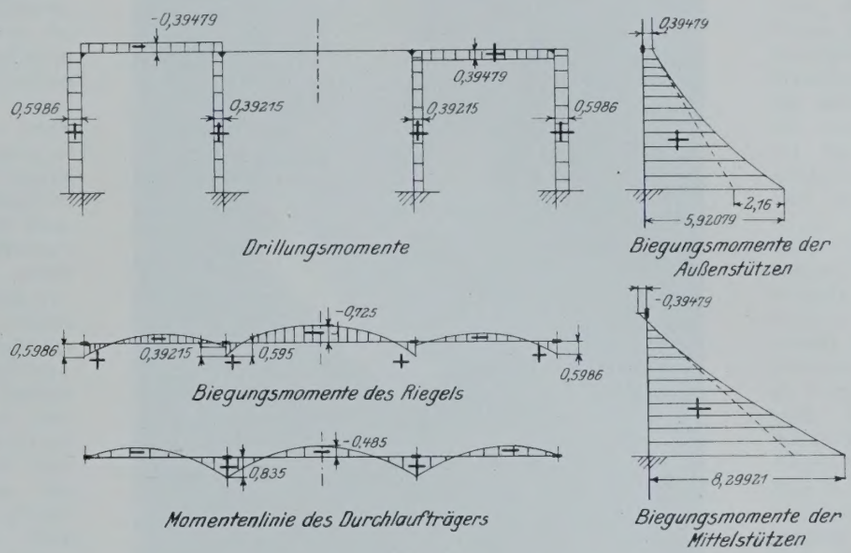


Abb. 20.

Die Berechnung kann auch analytisch nach den Gleichungen

$$(35) \qquad \left.\begin{aligned} M_{bx} &= M^0_{bx} + X_1 M^1_{bx} + X_2 M^2_{bx} + X_3 M^3_{bx} \\ M_{tx} &= M^0_{tx} + X_1 M^1_{tx} + X_2 M^2_{tx} + X_3 M^3_{tx} \end{aligned}\right\} \text{ geschehen;}$$

darin bedeuten $\begin{Bmatrix} M^0_{bx} \\ M^0_{tx} \end{Bmatrix}$ die Momente im statisch unbestimmten Grundsystem zufolge der äußeren Belastung, $\begin{Bmatrix} M^1_{bx} \\ M^1_{tx} \end{Bmatrix}$ zufolge X_1, $\begin{Bmatrix} M^2_{bx} \\ M^2_{tx} \end{Bmatrix}$ zufolge X_2 und $\begin{Bmatrix} M^3_{bx} \\ M^3_{tx} \end{Bmatrix}$ zufolge X_3.

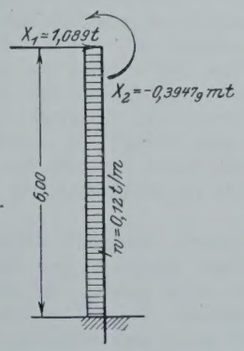


Abb. 21.

Die Biegungsmomente der Mittelstützen rechnen sich aus den Kräften X_1 und X_2 und der äußeren Belastung (Abb. 21).

symmetrischen Teilbelastung des mehrstieligen Rahmens mit Erfolg angewendet werden. Sind beispielsweise nur der Riegel und die Außenstützen belastet, so hat man in den Ausdrücken für die Formänderungen der Mittelstützen die durch die äußere Belastung verursachten Verschiebungen und Verdrehungen gleich Null zu setzen.

Wenn die Belastung des Riegels an Stelle einer stetigen Belastung aus einer Reihe von Einzelkräften besteht, so tritt an Stelle von Gl. 1 die wiederholte Anwendung von Gl. 19. Es können auch Fälle behandelt werden, in denen der Riegel unbelastet und einzelne Stiele belastet sind, Voraussetzung für die Anwendbarkeit des Rechnungsverfahrens ist jedoch immer vollständige Symmetrie des Rahmens und Belastungsfalles.

V. Der einhüftige Rahmen als Sonderfall des dreistieligen Rahmens.

Für den einhüftigen Rahmen gelten dieselben Grundgleichungen wie für den symmetrischen dreistieligen Rahmen, wenn man die Verschiebungen und Verdrehungen des Kopfes der Mittelstütze gleich Null setzt. Die Gl. 2 und 3 gehen dann über in die Form

$$(36) \qquad \underline{\delta_{10} - X_1 \delta_{11} - X_2 \delta_{12} = 0}$$

$$(37) \qquad \underline{\tau_{20} - X_1 \tau_{21} - X_2 \tau_{22} = 0.}$$

Zahlenbeispiel.

Es ist der in Abb. 22 dargestellte einhüftige Rahmen als Sonderfall des in Abschnitt II behandelten dreistieligen Rahmens für stetige Querbelastung zu berechnen.

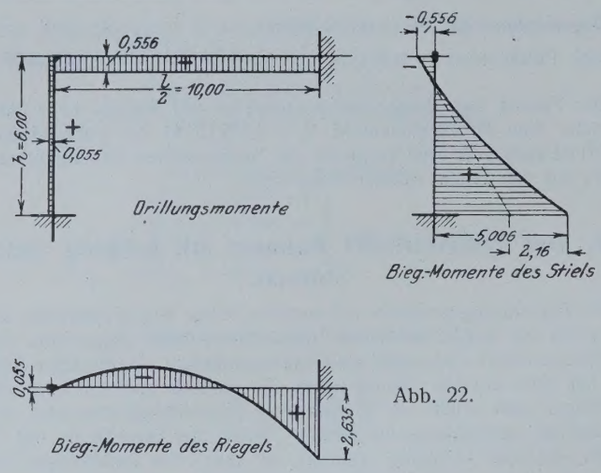


Abb. 22.

Die Elastizitätsgleichungen lauten

(36) $$0{,}015077 - 0{,}006808\,X_1 - 0{,}002976\,X_2 = 0$$

(37) $$0{,}0011249 - 0{,}0002976\,X_1 - 0{,}0004323\,X_2 = 0$$

und daraus

$$X_1 = 2{,}166\text{ t}$$

$$X_2 = 1{,}112\text{ mt.}$$

Die in Abb. 22 dargestellten Momente ergeben sich leicht nach den früheren Regeln.

Läßt man der Reihe nach in zwei symmetrischen Punkten des dreistieligen Rahmens die Kräfte $P = 1$ t wirken und setzt die Bewegungen des Kopfes der Mittelstütze gleich Null, so können nach dem gegebenen Verfahren die Einflußlinien des einhüftigen Rahmens punktweise berechnet werden.

INHALT: Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke. — Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. — Einiges über die Einrichtung größerer Baustellen. — Der Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow. — Berechnung symmetrischer mehrstieliger Rahmen bei stetiger Belastung in der Querrichtung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

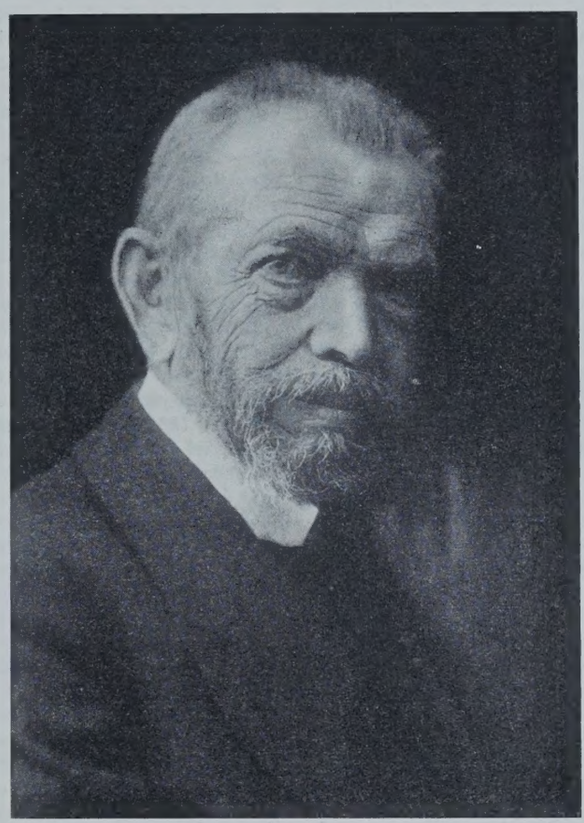
4. Jahrgang BERLIN, 12. März 1926 Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

Anton von Rieppel †.

Am 31. Januar starb, wie bereits in Heft 7 der „Bautechnik" kurz mitgeteilt wurde, der ehemalige langjährige Generaldirektor der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Anton von Rieppel. Durch seinen Tod hat die deutsche Technik und Wirtschaft einen schweren Verlust erlitten. Anton von Rieppel war einer der Großen in ihrem Reich.

Er wurde am 17. April 1852 in Hopfau als Sohn des Besitzers eines kleinen Gutes und eines Hammerwerkes geboren. Nach dem Besuch der Dorfschule arbeitete er bei seinem Vater in der Landwirtschaft, in dem Hammerwerk und in einer kleinen Maschinenwerkstätte. Da eine schwere Erkrankung im Jahre 1867 die Fortsetzung der anstrengenden körperlichen Arbeit untunlich erscheinen ließ, beschloß er, sich dem Studium der Technik, zu der es ihn mächtig hinzog, zu widmen, und besuchte zuerst die Gewerbeschule in Wunsiedel und dann von 1869 bis 1871 die Industrieschule in München. Aller Mittel bar — seine Eltern waren nach Verlust ihres Gutes nach Amerika ausgewandert — bezog er dann im Vertrauen auf seine eigene Kraft das Polytechnikum in München, um hier die begonnenen Studien abzuschließen. Seinen Lebensunterhalt mußte er sich durch Arbeit neben seinem Studium verdienen. Bauernfeind beschäftigte ihn gegen Entgelt in seinem geodätischen Laboratorium und bei einem Präzisionsnivellement. Schon vor Beendigung seiner Studien im Jahre 1874 trat er bei der Süddeutschen Brückenbau-Aktiengesellschaft, und zwar in dem Münchener Konstruktionsbureau, das von dem Altmeister Gerber geleitet wurde, als Brückeningenieur ein. Ohne die Tätigkeit bei der Süddeutschen Brückenbau-A.-G. aufzugeben, legte er im Jahre 1875 die Schlußprüfung an dem Polytechnikum in München ab. Die Beschäftigung im Münchener Konstruktionsbureau wurde durch die Teilnahme an der Bauleitung der Innbrücke bei Königswart unterbrochen. Mit guten Kenntnissen in dem Entwerfen und Bauen eiserner Brücken ausgerüstet, siedelte Rieppel dann im Jahre 1876 nach der in Gustavsburg gelegenen Brückenbauanstalt der Süddeutschen Brückenbau-A.-G. über. Als der Leiter dieser Brückenbauwerkstatt, d'Autel, kurze Zeit darauf starb, wurde dem erst 24jährigen Rieppel die Leitung übertragen. Die nächsten Jahre brachten der Industrie, so auch dem Brückenbau eine schwere Krisis. Als der Besitzer der Süddeutschen Brückenbau-A.-G., von Cramer-Klett, im Jahre 1884 starb, wurde ihre Auflösung wegen ihrer schwierigen Geschäftslage vom Aufsichtsrat beschlossen. Ein Angebot Rieppels, die Brückenbauwerkstatt Gustavsburg zu pachten und auf eigenes Risiko weiterzuführen, veranlaßte aber den Aufsichtsrat, seinen Beschluß zu ändern. Gustavsburg blieb als Zweiganstalt der Maschinenbau-A.-G. Nürnberg, die auch im Besitz der Familie von Cramer-Klett war, erhalten. Rieppel wurde als alleiniger Leiter des Gustavsburger Werkes bestellt. Gerber trat in den Aufsichtsrat der Maschinenbau-A.-G. Nürnberg über.



Rieppels außerordentliche Fähigkeit, Umsicht und Zähigkeit halfen dem Werk über die Krisis weg. Langsam begann der Aufstieg zu der Höhe, auf der das Werk seit Anfang dieses Jahrhunderts steht. Der Vorsitzende des Aufsichtsrates, Kempf, erkannte bald die überragende Bedeutung Rieppels und veranlaßte ihn, in das Hauptgeschäft einzutreten. Im Jahre 1888 siedelte daher Rieppel mit dem Brückenkonstruktionsbureau von Gustavsburg nach Nürnberg über.[1]) Im Jahre 1889 wurde er in den Vorstand der Maschinenbau A.-G. Nürnberg gewählt. Nach dem Ausscheiden Hensolts im Jahre 1892 war Rieppel alleiniges Vorstandsmitglied. Die nächsten Jahre brachten die Maschinenbau-A.-G. Nürnberg wieder in eine recht schwierige Lage. Das Werk Nürnberg war veraltet und bedurfte, um wettbewerbsfähig zu bleiben, dringend der Erneuerung und Erweiterung. Erst nach schweren Kämpfen gelang es Rieppel im Jahre 1896, den Aufsichtsrat von der Notwendigkeit eines Neubaues des Nürnberger Werkes zu überzeugen. Noch in demselben Jahre wurde mit dem Neubau begonnen. Dieser verschlang aber so große Geldmittel, daß der Besitzer des Werkes an Rieppel schließlich das Verlangen stellte, die Fabriken zu verkaufen. Ein Angebot an Krupp, das Werk zu erwerben, wurde aber abgelehnt. Die Verhandlungen mit Krupp hatten das Gute, daß sie Rieppel auf den Gedanken brachten, eine Vereinigung der Maschinenbau-A.-G. Nürnberg mit der Maschinenfabrik Augsburg, die oft als scharfe Konkurrentin aufgetreten war, anzubahnen. Der Gedanke fand bei dem Leiter der Maschinenfabrik Augsburg, Direktor Buz, Anklang und auch die Zustimmung von Cramer-Klett. Die Verhandlungen führten im Jahre 1899 zu der Vereinigung der beiden Werke unter dem Namen: Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg. Buz wurde als Vorstandsmitglied in Augsburg, Rieppel als Vorstandsmitglied in Nürnberg bestellt. Später führten die vereinigten Werke den Namen Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, abgekürzt M. A. N., unter dem sie in der ganzen Welt bekannt geworden sind. Die Vereinigung der beiden Werke brachte auch ihren Maschinenfabriken ein schnelles Aufblühen, das für Gustavsburg schon Anfang der 90er Jahre eingesetzt hatte.

Nach dem Rücktritt von Buz im Jahre 1913 wurde Rieppel alleiniger Generaldirektor beider Werke. Am 1. Januar 1921 schied er bei der Vereinigung der M. A. N. mit der Gutehoffnungshütte aus seinem Amte.

Die Erzeugnisse der M. A. N. auf dem Gebiete des Maschinenbaues: die Dampfmaschinen, Dampfturbinen, Verbrennungskraftmaschinen, Großgasmaschinen und die Dieselmotoren haben der deutschen Technik in der ganzen Welt zu hohem Ansehen verholfen. Der Siegeslauf des Dieselmotors in allen Kulturländern ist in erster Linie den zielbewußten und umsichtigen Arbeiten der M. A. N. zu verdanken. Nicht minder großartig sind die Leistungen der M. A. N. auf dem Gebiete des Brückenbaues, des Eisenhochbaues und des Eisenwasserbaues. In allen fremden Weltteilen stehen große Brücken, die aus der Werkstatt der M. A. N. hervorgegangen sind. Erwähnt sei hier nur die große Hoangho-Brücke in China. Aus dem Werk Gustavsburg stammen mit die größten und schönsten Brücken Deutschlands, unter anderen die Bogenbrücke über den Nordostseekanal bei Grünthal, die große Talbrücke bei Müngsten, die Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg, die Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Mainz, die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg und die Hängebrücke über den Rhein in Köln. Die zuletzt genannte Brücke gilt bei vielen Fachgenossen als die schönste Brücke der Welt. Ausgezeichnete Leistungen Gustavsburgs sind auch die Eisenbauten der Schwebebahn in Elberfeld und der Hochbahn in Hamburg. Es hieße eine Geschichte des Brückenbaues und des Eisenhochbaues

[1]) Im Jahre 1901 wurde das Konstruktionsbureau nach Gustavsburg zurückverlegt.

schreiben, wollte man die Leistungen Gustavsburgs auf diesen Gebieten eingehender schildern. Die vielen Ausführungen und die zahlreichen preisgekrönten Entwürfe Gustavsburgs sind stets eigenartige Leistungen im besten Sinne des Wortes und zeigen immer schöne, eindrucksvolle Umrißform und mustergültige Einzelheiten.

Wenn die Erfolge der M. A. N. auf dem Gebiete des Maschinenbaues in erster Linie der ungewöhnlichen Befähigung Rieppels als Geschäftsmann und Organisator zu verdanken sind, so sind die Leistungen der M. A. N. auf dem Gebiete des Brückenbaues unmittelbare Geisteskinder Rieppels als des hervorragenden, bahnbrechenden Brückenbauers und seiner Nachfolger Carstanjen und Herrmann, die ganz im Sinne und Geiste Rieppels weiterarbeiteten. Rieppel hat sich auch große Verdienste um die planmäßige praktische und theoretische Ausbildung der Lehrlinge und um die wissenschaftliche Betriebsführung erworben und seine ungewöhnlichen Geistesgaben durch eifrige Mitarbeit in wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Verbänden in den Dienst der Allgemeinheit gestellt. Er war lange Zeit Vorsitzender des Vereines deutscher Ingenieure, des Verwaltungsrats der Bayerischen Landesgewerbeanstalt, des Bayerischen Industriellen-Verbandes, Vorstandsmitglied des Reichsverbandes der deutschen Industrie, des Vereins deutscher Maschinenbauanstalten usw. An Ehrungen und Anerkennungen hat es ihm nicht gefehlt. Drei deutsche Hochschulen ernannten ihn zum Doktor ehrenhalber. Der Verein deutscher Ingenieure verlieh ihm seine höchste Auszeichnung, die Grashof-Denkmünze. Sein Name war weit über die Grenzen Deutschlands hochgeachtet. Er wird in der Geschichte der M. A. N. und der deutschen Technik und Wirtschaft unvergessen bleiben. Schaper.

Über die Hochwasserführung der deutschen Ströme und die Minderung der Hochwasserschäden.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Geheimen Baurat **M. Contag**, Berlin-Friedenau.

Durch das außergewöhnliche Weihnachts-Hochwasser im Rheingebiet ist die öffentliche Aufmerksamkeit wieder einmal auf die Hochwassergefahren gelenkt worden, die unsere deutschen Stromgebiete bedrohen und deren Verhütung eine wichtige Aufgabe der heutigen Technik bildet.

Was Schiller in seinem Lied an die Glocke über das Feuer sagt, das trifft nicht minder auf das Wasser zu, denn „Wohltätig ist des Wassers Macht, wenn sie der Mensch bezähmt, bewacht". — Doch wehe, wenn der Damm gebrochen, dann wirkt Wassersnot meist viel verheerender als das Feuer. Der volkswirtschaftliche Schaden ist immer sehr groß, und die Betroffenen schützt keine Versicherung vor Verlust. Das fließende Wasser verlangt eine planmäßige Pflege und weitschauende Behandlung, wenn seine segenspendende Wirkung befördert und seine zerstörende Gewalt eingeschränkt werden soll.

Die Erinnerung an ungeheure Überschwemmungen, die in vorgeschichtlicher Zeit die Menschheit heimgesucht haben, hat sich in der biblischen Sintflutsage verdichtet. Nachrichten über verderbliche Hochwasser finden sich zahlreich in den Chroniken früherer Jahrhunderte und aller Völker. Die Menge der Niederschläge, die im Kreislauf des Wassers auf das Festland fallen, läßt sich durch menschliche Macht nicht vermindern, aber die von den geologischen und klimatischen Verhältnissen abhängige Abflußmenge läßt sich bis zu einem gewissen Grade durch menschliche Maßnahmen beeinflussen.

Das durch die natürlichen Ufer der Wasserläufe begrenzte Bett reicht meist nicht aus, die großen Hochfluten aufzunehmen, die ihm das Gesetz der Schwere zeitweise zuweist. Unverstand und Eigennutz hat es in früheren Jahrhunderten dahin gebracht, daß durch Besiedlung niedrigen Ufergeländes und durch planlose Eindeichungen in den angrenzenden Ortschaften bei jedem größeren Hochwasser beklagenswerte Zustände entstehen. Der Unverstand erklärt sich daraus, daß es in früherer Zeit noch kein Kartenmaterial gab, wie wir es heute besitzen, und daß von einer wissenschaftlichen Hydrotechnik noch keine Rede war. Umsomehr ist es eine vaterländische und menschliche Pflicht der Gegenwart, nicht nur den vom Hochwasser Betroffenen notdürftigen Schadenersatz zu leisten, sondern mit den Mitteln der Wissenschaft und Technik die Gebirge und Flußtäler zu durchforschen und wirksame Maßnahmen zur Verhütung der leider noch zu oft hereinbrechenden Hochwasserkatastrophen zu ergreifen. Besondere Erschwernis verursacht dabei in unserem Vaterlande der Umstand, daß die staatlichen Grenzen sich nur selten mit den natürlichen Wasserscheiden decken, und daß daher die Pflege und Behandlung der Wasserläufe von der Quelle bis zum Meere in gar zu vielen voneinander unabhängigen Stellen ausgeübt wird. Aus der folgenden Beschreibung der deutschen Stromgebiete läßt sich ersehen, wie verschiedenartig die Verhältnisse liegen, und daß es nicht leicht sein wird, mit erschwinglichen Mitteln eine praktische Lösung der Hochwasserfragen zu finden.

Der Rhein, den wir zuerst betrachten wollen, besitzt ein Niederschlagsgebiet von 159 516 km². Die größte Abflußmenge beträgt bei Konstanz nur 1000 m³/Sek., vergrößert sich aber durch die Nebenflüsse im unteren Lauf auf mehr als 10 000 m³/Sek. Von dieser Wassermenge kann man sich eine Vorstellung machen, wenn man bedenkt, daß ihr bei 2 m/Sek. mittlerer Stromgeschwindigkeit und 5 m mittlerer Wassertiefe eine Spiegelbreite von 1 km entspricht.

Der Oberrhein ist bekanntlich von der deutschen Grenze ab begradigt und größtenteils mit Hochwasserdeichen versehen. Auf der Durchbruchstrecke des Mittelrheins wird das Hochwasser meist durch die natürlichen Ufer begrenzt. Der Niederrhein wiederum zeigt umfassende Eindeichung der ausgedehnten Niederungen. Für den Hochwasserverlauf im Rhein ist der zeitliche Eintritt der Hochwasserwellen der Nebenflüsse von entscheidendem Einfluß. Glücklicherweise erreicht das Frühjahrshochwasser aus dem Schwarzwald und Wasgenwald den Stromlauf eher als das Alpenwasser, das sich erst im Sommer mit der Gletscherschmelze fühlbar macht. Abwärts Mannheim spielt der Eintritt und Verlauf der Hochwasser des Neckar, des Main, der Nahe, Lahn und Mosel eine wichtige Rolle. Gelangen diese, wie in diesem Winter, durch plötzliches Abschmelzen einer außergewöhnlich starken zusammenhängenden Schneedecke mit Hinzutritt von Regen ziemlich gleichzeitig in den Stromlauf, dann kann ein solcher Hochwasserstand im Rhein eintreten, wie er nur selten in früheren Jahrhunderten beobachtet worden ist. Beispielsweise erreichte in Koblenz das Hochwasser am 1. Januar 1926 den höchsten Stand seit dem Jahre 1784. Damals war das Hochwasser infolge von Eisversetzung noch um 0,91 m höher gewesen.

Im Schwarzwald sind zwar größere Talsperren ausgeführt, aber eine wirksame Zurückhaltung von Hochwasser durch Sammelbecken läßt sich in den eng besiedelten Flußtälern des Rheingebietes schwer durchführen.

Die Weser besitzt ein Niederschlagsgebiet von nur 45 548 km², wovon 12 460 km² auf die beiden Quellflüsse Werra und Fulda entfallen. Die größte Abflußmenge wird geschätzt: bei Hann.-Münden auf 2000 m³/Sek., bei Minden auf 2900 m³/Sek. und bei Bremen auf 4600 m³/Sek. Abgesehen von einem außergewöhnlichen Hochwasser im Jahre 1342, wird für die Oberweser der Hochwasserstand von 1841, für die untere Weser der von 1881 als Höchststand angesehen. Das diesjährige Winterhochwasser ist bei Münden 1,8 m unter dem Höchststande von 1841 zurückgeblieben, in der unteren Weser hat es den bisherigen Höchststand von 1881 bis auf 26 cm erreicht. Von Hoya abwärts sind im Laufe der Zeit ausgedehnte Eindeichungen zum Schutze der Niederung entstanden, durch die der Hochwasserabfluß so behindert wurde, daß zahlreiche Deichbrüche eintreten mußten. Erst in neuerer Zeit ist auf Grund des Hochwasserschutzgesetzes vom 16. August 1905 ein Wandel in der bisher regellosen Verbauung des Hochwasserquerschnitts eingetreten, und es konnten größere Deichverlegungen zur Ausführung gebracht werden. Im übrigen hat man sich auf die Freihaltung des Hochwasserquerschnittes, Beseitigung von Hecken und sonstigen Hindernissen beschränken müssen. Anders als beim Rhein läßt sich im Quellgebiet der Weser recht wohl eine Anzahl von Talsperren und Sammelbecken herstellen. Die Waldecker Sperre und die Diemeltalsperre sind bereits mit zusammen 225 Mill. m³ Fassungsraum zur Ausführung gelangt. Wenn diese auch in erster Reihe zur Anreicherung des Niederwassers der Weser und zur Speisung des Mittellandkanals dienen sollen, so haben sie doch durch Zurückhaltung großer Wassermassen auf den Verlauf des Weserhochwassers bis nach Bremen hin eine nachweislich günstige Einwirkung ausgeübt.

Die Elbe besitzt ein Niederschlagsgebiet von 144 000 km², wovon auf das deutsche Reichsgebiet 93 200 km² entfallen. Der ganze Oberlauf mit den Quellflüssen liegt in Böhmen und tritt erst mit der Durchbruchstrecke in Sachsen ein. Der Mittellauf der Elbe empfängt durch die Mulde und Saale aus dem Gebirgs- und Hügelland starke Zuflüsse, und der Unterlauf nimmt die dem Flachlande angehörige Havel auf. Das größte Hochwasser tritt meist bei der Schneeschmelze ein, wobei als größte Abflußmengen ermittelt sind: bei Torgau 3600 m³/Sek., bei Barby 4320 m³/Sek., bei Lenzen 3230 m³/Sek. und bei Hamburg 3600 m³/Sek.

Die auffallende Verminderung der Wassermenge bei Lenzen erklärt sich aus der Aufspeicherungsmöglichkeit in den ausgedehnten Havelniederungen, die ein von der Natur gegebenes Sammelbecken darstellen. Der Hochwasserschutz der Elbniederungen wird durch große, zusammenhängende Deichanlagen gebildet, die im ganzen 456 700 ha Grundstücksflächen sichern. Trotzdem sind große Überschwemmungen durch Deichbrüche in den Jahren 1888, 1890 und 1895 sowie im Februar 1909 infolge von Eisversetzung zu verzeichnen, so daß an weiterer Verbesserung der Deichverhältnisse gearbeitet werden muß. Für Magdeburg ist bekanntlich durch den im vorigen Jahrhundert erbauten Umflutkanal die Hochwassergefahr beseitigt worden. Ein an sich möglicher Hochwasserschutz durch Ausbau von Talsperren ist im Quellgebiet der Elbe bisher nicht versucht worden. Dagegen sind durch die 1866 eingerichtete Preußische Elbstrombauverwaltung wirksame Arbeiten nicht nur für die Schiffahrt, sondern auch für die Hochwasserabführung geleistet worden. Es

besteht eine sorgsame Bewachung des Stromes und seiner Deiche, seit 1890 ist auch ein besonderer Eisbrecherdienst eingerichtet. Endlich besteht zwischen Magdeburg und Prag ein Hochwassermeldedienst in Verbindung mit einer Hochwasservoraussage für die unterhalb liegende Stromstrecke. Das diesjährige Hochwasser hat im Elbegebiet nicht so verheerend gewirkt wie am Rhein. Der Höchststand am Pegel zu Magdeburg ist mit 1,29 m unter dem höchsten bekannten Stande zurückgeblieben.

Die Oder entspringt im sogenannten Mährischen Gesenke und tritt erst unterhalb Oderberg in deutsches Gebiet ein. Das Niederschlagsgebiet hat eine Gesamtgröße von 118 611 km², wovon fast die Hälfte mit 53 710 km² auf das Warthegebiet entfallen.

Starke und oft plötzlich eintretende Niederschläge führen durch die linkseitigen Nebenflüsse zeitweilig sehr große Wassermassen dem Hauptstrom zu und übertragen damit auf diesen ihren Gebirgscharakter. Die größte Abflußmenge beträgt oberhalb der Mündung der Glatzer Neiße 2200 m³/Sek., und sie steigt bis Hohensaaten auf 3400 m³/Sek. Die Begrenzung des Hochwasserbettes durch Deiche hat bereits im zwölften Jahrhundert begonnen, ein geordnetes Deichwesen ist aber erst in der Mitte des vorigen Jahrhunderts entstanden. Infolge der großen Hochwasserschäden am Ende des neunzehnten Jahrhunderts wurden durch Gesetz vom 3. Juli 1900 besondere Maßnahmen zur Verhütung der Hochwassergefahren in den linkseitigen Nebenflüssen der Oder angeordnet und planmäßig durchgeführt. Bekannt sind die neuerdings erbauten Talsperren im Bober bei Mauer, im Queiß bei Marklissa und Goldentraum[1]) sowie in der Weistritz bei Breitenhain. Die alljährlich wiederkehrenden Überschwemmungen und vor allem die großen Deichbrüche im Jahre 1903 veranlaßten, daß durch Gesetz vom 12. August 1905 durchgreifende Maßnahmen zur Regelung der Hochwasser-Deich- und Vorflutverhältnisse im mittleren und unteren Odergebiet durchgeführt wurden. Eine Hauptaufgabe war dabei die Verbesserung der Vorflut bei Breslau, wo der Hochwasserquerschnitt so vergrößert worden ist, daß Hochfluten von 2400 m³/Sek. ohne Ausuferung zum Abfluß gelangen können.

Die vom Strom mitgeführten Sinkstoffe und Sandmassen lagern sich hauptsächlich in den Oderarmen bei Schwedt ab, behindern die Vorflut und führen oft zu großen Überschwemmungen. Nunmehr ist dort die „Ostoder" als Hauptstrom für die Hochwasserabführung nach dem Dammschen See ausgebaut worden, während die „Westoder" nur der Entwässerung des Oderbruches und der Schiffahrt dienen soll. Seit 1888 ist mit gutem Erfolg ein Hochwassermeldedienst eingerichtet, und im unteren Lauf der Oder sorgen Eisbrecher dafür, daß durch Eisversetzung keine Überschwemmungen entstehen.

Im Gegensatz zum Rhein war das diesjährige Winterhochwasser der Oder nicht ungewöhnlich groß, es blieb oberhalb Breslau 4,5 m unter dem höchsten bekannten Wasserstande von 1854.

Die Weichsel und die Memel sollen hier nicht näher betrachtet werden, da diese Ströme durch das Diktat von Versailles unserer Macht und unserem Einfluß entzogen sind. Es steht leider zu befürchten, wie schon ein großer Deichbruch unterhalb Thorn im vorigen Jahre[2]) gezeigt hat, daß die deutschen Anwohner in Zukunft noch schweren Hochwasserkatastrophen ausgesetzt sein werden.

Die Donau besitzt in ihrem oberen Lauf bis zur Reichsgrenze ein Niederschlagsgebiet von 78 000 km², wovon 30 000 km² auf den bei Passau einmündenden Inn entfallen. Die Hochwassergefahren sind im allgemeinen für die Anlieger nicht so groß, weil die alpinen Zuflüsse zeitlich nicht mit denen aus dem Schwarzwald und Fränkischen Jura zusammenfallen. Die größte Hochwassermenge wird bei Preßburg auf 11 000 m³/Sek. und bei Orsowa (am Eisernen Tor) auf 16 500 m³/Sek. angegeben.

Als höchstes bekanntes Hochwasser aus neuerer Zeit gilt das vom Dezember 1882 mit 4,7 m am Pegel zu Regensburg. Das jüngst abgelaufene Hochwasser hat nur einen Stand von 3,63 m erreicht, und die Hochwasserführung bei diesem Pegelstand wird auf 1900 m³/Sek. geschätzt.

Wenn auch Ausuferung stattgefunden hat, so sind besondere Schädigungen der Anlieger nicht eingetreten. Das im Bau begriffene Wehr der Kachletstufe unterhalb Passau erhält eine lichte Durchflußweite von 150 m. Staubecken oder Talsperren zur Zurückhaltung von Hochwasser sind im Gebiete der Donau nicht zur Ausführung gelangt, die bekannte Walchensee- und Isarsperre dient lediglich der Kraftgewinnung.

Vorstehend wurden nur die großen Wasserläufe geschildert, die als Hauptvorfluter dem Hochwasserablauf dienen. Sie sind im Verkehrsinteresse nach der Reichsverfassung als „Reichswasserstraßen" dem Reichsverkehrsminister unterstellt. Im Staate Preußen werden sie nach dem Wassergesetz vom 7. April 1913 als „Wasserläufe erster Ordnung" betrachtet. Außerdem kommen aber für die Hochwasserfragen noch die nicht schiffbaren Nebenflüsse in Betracht, die sich, soweit sie dem Gebirgsland entstammen, sehr oft als hochwassergefährlich gezeigt haben. Zu ihnen gehören im Odergebiet der Bober und die Neiße, im Elbegebiet die Mulde und die obere Saale, im Wesergebiet die obere Werra und die obere Fulda, im Rheingebiet die Nahe, die Kinzig, die Sieg und die obere Ruhr, und im Donaugebiet die Iller, der Lech und die Isar. Selbst noch kleinere Gebirgswässer als die vorgenannten Flüsse können nach einem wolkenbruchartigem Regen ganz plötzlich eine Flutwelle bilden, die bei dem starken Gefälle alles fortreißt, was sich ihr als Brücke, Wehr oder Uferbau entgegenstellt. Das hat z. B. Leipzig wiederholt durch das Elsterhochwasser und Nürnberg 1910 durch das unerwartete Regnitzhochwasser erfahren müssen.

Von dem größten Bundesstaate Preußen wurde bekanntlich im Jahre 1892 ein „Wasserausschuß" eingesetzt, der unter der verdienstvollen Leitung von Hermann Keller die ersten Grundlagen für die weitere Behandlung der Hochwasserfragen in den bekannten Werken über die norddeutschen Ströme geschaffen hat, während der Rhein von Baden und die Donau von Bayern in ähnlichem Sinne bearbeitet wurden. Zur weiteren Verfolgung der für die Landeskultur so wichtigen Wasserfragen wurde später die „Preußische Landesanstalt für Gewässerkunde" errichtet. In ihren Jahrbüchern werden seitdem die wichtigsten Ergebnisse der Beobachtungen und Untersuchungen der Öffentlichkeit zugänglich gemacht.

Als Mittel, deren planmäßige Anwendung der Wiederkehr von Hochwasserkatastrophen vorbeugen oder sie in ihrer Wirkung abschwächen könnte, kommen in Betracht:

1. Zurückhaltung der Niederschläge in den Quellgebieten, wo die Mengen noch klein sind und durch einfache Mittel bewältigt werden können;
2. Anlage von Talsperren mit genügendem Hochwasserschutzraum;
3. Freilegung des Hochwasserbettes im mittleren und unteren Lauf der Ströme, wo schon größere Wassermengen sich vereinigt haben;
4. Verbesserung der Deichanlagen zum Schutze der Niederungen;
5. Eisbrechertätigkeit im unteren Lauf der Ströme, um Eisversetzungen zu hindern;
6. Hochwassermeldedienst und Hochwasservoraussage.

Die Hochwasserschäden im Quellgebiet entstehen meist dadurch, daß die durch Wolkenbruch oder Dauerregen angeschwollenen Bäche und Flüsse die an ihren Ufern errichteten Bauten, Mühlen, Brücken u. a. zerstören, auch hier und da das Flußtal überfluten. Diese Hochwässer verlaufen meist sehr schnell. Gelangen sie aber zusammen in einen größeren Wasserlauf, so ändert sich ihr Charakter insofern, als die Überschwemmungen von größerem Umfang und vor allem von längerer Dauer sind und dadurch im Sommer die Landeskultur arg gefährden. Durch Maßnahmen der Forstverwaltung, Förderung der Bewaldung und Verbauung der Wildbäche, Anlage von Aufhaltebecken und schließlich durch Talsperren, die auch anderen Zwecken dienen, aber mit genügendem Hochwasserschutzraum versehen sind, kann ein zu schneller Abfluß der großen Niederschläge bis zu einem gewissen Grade zurückgehalten werden. In diesem Sinne bildet der Bodensee ein natürliches Aufhaltebecken für den oberen Rhein. Im Quellgebiet der Weser lassen sich außer den bereits ausgeführten noch weitere Talsperren anlegen, z. B. eine Orketalsperre bei Ederbringhausen mit 70 Mill. m³ Stauraum und eine Schleusesperre bei Schleusingen mit 50 Mill. m³ Inhalt, die auf die Hochwasserführung günstig einwirken würden. Ob im böhmischen Quellgebiet der Elbe die geplanten großen Talsperren an der Beraune bei Pilsen zur Ausführung gelangen werden, steht dahin. Sicherlich aber werden die deutscherseits schon in Angriff genommenen Saaletalsperren mit zusammen 400 Mill. m³ Stauraum dazu beitragen, die Spitzen des Saale- und damit auch des Elbehochwassers zu senken. Auch die zur Speisung des Mittellandkanals in der Bode geplanten Harztalsperren würden wahrscheinlich die Zerstörungen verhindert haben, die das diesjährige Winterhochwasser in Quedlinburg hervorgerufen hat.

An den deutschen Quellflüssen der Oder haben sich die bereits ausgeführten Talsperren durchaus bewährt. Es steht zu erwarten, daß das große Staubecken bei Ottmachau, das das Niederwasser der Oder aufbessern soll, auch zur Senkung der Hochwasserwelle beitragen wird.[3])

Dieses Staubecken sieht einen Hochwasserschutzraum von 40 Mill. m³ über Normalstauhöhe vor und bietet je nach der Größe der Hochwasser einen entsprechenden Schutz für die unterhalb liegenden Niederungen. Dadurch werden Ersparnisse bei der Unterhaltung der geschützten Flußstrecken eintreten, die Ernten geschützt, die Deiche entlastet und Deichbrüche mit ihren verheerenden Folgen vermieden werden.

Da nun die vorbesprochenen Maßnahmen natürlich nicht ausreichen, um den Überfluß der Gebirgsniederschläge vollständig zurückzuhalten, so wird man darauf Bedacht nehmen müssen, das Hochwasserbett aller Wasserläufe in durchgreifender Weise freizulegen.

Hierbei wird nicht zu vermeiden sein, daß in städtischen und dörflichen Ansiedlungen nicht bloß Gartenmauern und Zäune, sondern auch Wohngelände niedergelegt und die Bewohner umgesiedelt werden, wenn

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1926, Heft 8, S. 93.

[2]) Siehe „Die Bautechnik" 1925, Heft 48, S. 684.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 19, S. 259; 1926, Heft 1, S. 6.

es nicht möglich ist, die Gehöfte durch Ringdeiche zu schützen. Bei derartigen Freilegungsarbeiten können unter Umständen in den einzelnen Gemeinden mit Vorteil Arbeitslose beschäftigt werden. Nur darf man sich nicht allzuviel davon versprechen, da nur ein kleiner Teil der Arbeitslosen befähigt und gewillt sein wird, in Schlamm und Wasser zu arbeiten. Bei den Eindeichungen wird es sich im wesentlichen darum handeln, die von alters her bestehenden Dämme in ihrer Linienführung nach hydrotechnischen Gesichtspunkten ohne Rücksicht auf private Hemmnisse zu berichtigen und sie nötigenfalls zu erhöhen oder zu verstärken. Denn Deichbrüche müssen und können vermieden werden, wenn die Dammkörper sachgemäß ausgeführt, sorgfältig unterhalten und kraftvoll verteidigt werden. Eine Polderbildung sollte überall begünstigt werden, um das Wasser auch im Landeskulturinteresse zurückzuhalten und zur Bewässerung zu nutzen. Wo die Verdunstung nicht genügt und ein schneller Abfluß wünschenswert ist, wird man zur künstlichen Entwässerung greifen können, zumal die elektrische Energieübertragung heute die maschinellen Einrichtungen sehr vereinfacht.

Da sich die Hochwassergefahren durch die Eisbildung steigern, wird eine wirksame Eisbrechertätigkeit, besonders in der Elbe und Oder, etwaige Eisstopfungen verhindern können, im Notfall wird eine Sprengung der Eisdecke in Frage kommen. Besonderer Wert muß schließlich auf die weitere Ausgestaltung des Hochwassermeldedienstes gelegt werden. Die Hochwasservoraussage wird sich in Zukunft dank der Vervollkommnung aller meteorologischen Beobachtungen und Fernsprecheinrichtungen noch weiter ausbauen lassen. Vor allem können dann Überraschungen vermieden werden, durch die so oft Menschenleben gefährdet worden sind.

Es ist nicht anzunehmen, daß die Hochwassererscheinungen in unseren deutschen Strömen gegen frühere Zeiten zugenommen haben. Die atmosphärischen Bedingungen für das Entstehen einer Hochflut, von denen auch die Gesamtmasse des in Bewegung gesetzten Wassers abhängt, unterliegen auch heute noch denselben unabänderlichen Naturgesetzen. Aber auf den Verlauf der Hochfluten wirken einerseits die Entwaldungen im Gebirgs- und Hügellande sowie die Vorflutverbesserungen beschleunigend ein, anderseits müssen die vielen Eindeichungen in den unteren Stromgebieten durch Verengung des Abflußquerschnitts in Verbindung mit den Sinkstoffablagerungen zur Erhöhung des Hochwasserspiegels beitragen. Doch darf nicht verkannt werden, daß die Stromverbesserungsarbeiten der Neuzeit zur Förderung der Schiffahrt auch den Hochwasserablauf günstig beeinflussen. Die Strombauverwaltungen sollten daher mit den Deichverbänden derart zusammenarbeiten, daß allmählich eine durchweg planmäßige Begrenzung des Überschwemmungsgebietes erzielt und erhalten wird. Das zu erstrebende Ziel muß doch sein, unseren deutschen Flüssen ein für die Schiffahrt geeignetes und gleichzeitig für die Hochwasserführung genügendes Bett zu schaffen, und daher sollten den Strombauverwaltungen bezw. der Reichswasserstraßenverwaltung im Haushaltplan des Reiches ausreichende Beträge zur Verfügung gestellt werden. Denn es erscheint wirtschaftlich richtiger, für Vorbeugungsmaßnahmen zu sorgen, als bei eintretenden Schadenfällen oft unerwartet große Entschädigungen zu zahlen.

Im Staate Preußen werden durch das Wassergesetz vom 7. April 1913 solche Maßnahmen wesentlich erleichtert. Denn nach diesem Gesetz können auch Arbeiten zur „Freilegung“ des Hochwassergebietes gefördert werden, während nach dem Hochwasserschutzgesetz von 1905 nur für die „Freihaltung“ gesorgt war. Es wird damit gesetzlich anerkannt, daß die Verhütung von Hochwassergefahr grundsätzlich dem öffentlichen Wohl dient. Und somit ist die gesetzliche Voraussetzung für die Enteignung von Privatbesitz gegeben.

Zusammenfassend darf gesagt werden, daß die dem Charakter jedes Stromgebietes entsprechenden Maßnahmen am besten von der Reichswasserstraßenverwaltung in einheitlicher Weise, natürlich im Einvernehmen mit den Landeskulturbehörden der beteiligten Länder, zur Durchführung gebracht werden. Das erfordert aber, daß der Reichswasserstraßenverwaltung größere Befugnisse gegeben und größere Mittel zur Verfügung gestellt werden als bisher. Nur dann wird es möglich sein, in kurzer Zeit in allen von Hochwasser bedrohten Landesteilen erträgliche Zustände zu schaffen und der Bevölkerung die Zuversicht zu geben, daß künftig auch die größten Hochfluten ohne Schadenwirkung zum Ablauf gelangen werden. Dann wird auch das unserem Vaterlande so reichlich vom Himmel zuströmende Wasser mit allen seinen guten Eigenschaften voll ausgenutzt und sein schädigender Einfluß auf das geringste Maß gebracht werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

Ausbau der preußischen Seehäfen.[1])

Der Preußische Landtag hat am 2. Februar d. J. in zweiter und dritter Lesung einem Gesetze zugestimmt, in dem das Staatsministerium ermächtigt wird, für die Ausgestaltung des staatlichen Besitzes an Elektrizitätswerken, Häfen und Bergwerken, sowie zur Förderung der Landeskultur den Betrag von 150 Mill. R.-M. zu verausgaben. Der Finanzminister beabsichtigt, das Geld durch eine Auslandanleihe zu beschaffen. Nach einer Denkschrift, die er dem Landtage auf Wunsch des Hauptausschusses vorgelegt hat, sind bis Oktober v. J. aus den Überschüssen des Rechnungsjahres 1924 im ganzen 70 Mill. R.-M. für die genannten Zwecke schon verausgabt worden. Da aber den Überschüssen aus 1924 ein etwa gleich hoher Fehlbetrag in 1925 gegenübersteht, sollen diese Ausgaben auf Anleihemittel übernommen werden. Sie sind sämtlich der Sache nach bereits durch in Papiermark verabschiedete Anleihegesetze genehmigt, die bereitgestellten Papiermarkbeträge waren jedoch infolge ihrer Entwertung beim Übergang zur festen Währung erschöpft. Nach der Kaufkraft der Papiermark zur Zeit der Einbringung der Gesetze berechnet der Finanzminister allein die Bewilligungen für die Häfen auf rd. 60 Mill. G.-M.

Für die preußischen Häfen sind neue Gesetzentwürfe in Vorbereitung, die für die in den Papiermarkgesetzen bewilligten Bauten die erforderliche Mittel in Reichsmark anfordern, und zwar:

für Wesermünde	12 000 000	R.-M.
„ Emden	5 350 000	„
„ Stettin	4 565 000	„
„ Wilhelmsburg	10 680 000	„
Summe	32 595 000	R.-M.

Hiervon waren bis Oktober v. J. rd. 23 Mill. R.-M. bereits verausgabt. Man erkennt aus dem Vergleich der jetzt angeforderten Summe mit dem obengenannten Betrage von 60 Mill. G.-M., der aus dem Goldwerte der Papiermarkgesetze errechnet ist, in welchem Umfange die ursprünglichen Pläne eingeschränkt worden sind. Welche Schwierigkeiten sich der Durchführung dieser Pläne entgegengestellt haben, als die Zeit der Papiermark vorbei war, ist im einzelnen schon in der „Bautechnik“ 1924, Heft 28, S. 317 und Heft 29, S. 328 erörtert worden.

Inzwischen sind dem Preußischen Staatsrat die ersten drei der in Aussicht gestellten Gesetzentwürfe zugegangen; sie sollen im folgenden einzeln besprochen werden.

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1924, Heft 28, S. 317.

1. Wesermünde.

Die Bauten für die Einschleusung des Fischereihafens Wesermünde sind vor kurzem beendet worden. Sie umfaßten die Herstellung eines 10 km langen Seedeiches, durch das ein 1750 ha großes, bisher nur zu etwa $^2/_5$ durch Sommerdeiche geschütztes Gebiet oberhalb von Wesermünde bei Wuhlsdorf sturmflutfrei eingedeicht worden ist, und den Bau einer Doppelschleuse im Zuge des Deiches als Zufahrt zum Fischereihafen. Die Doppelschleuse ist bekannt geworden als der erste größere Wasserbau in Deutschland, der in Gußbeton ausgeführt ist.[2]) Der Seedeich liegt in seinem oberen Teile auf oldenburgischem Gebiete; Oldenburg hat sich an der Eindeichung beteiligt. Im Zuge des Seedeiches ist die alte Einfahrt zum Fischereihafen und die Luneweser, ein an seinem oberen Ende verlandeter Wesernebenarm, durchbaut worden. Die Lune, ein Nebenfluß der Weser, durchbricht den Deich in einem 10 m weiten Siel. Die Bauten sind durch das Gesetz vom 23. April 1920 beschlossen worden, sie waren nach Vorkriegspreisen auf 22 Mill. Mark veranschlagt (ohne die von Oldenburg ausgeführte Deichstrecke). Die durch die Geldentwertung bedingten Überschreitungen sind durch Nachtraggesetze von 1921 und 1923 bewilligt worden, der Restbedarf wird durch das jetzige Gesetz angefordert.

Im Gesetze von 1923 waren bereits über den ursprünglichen Anschlag hinausgehende Mittel für die Herstellung von Hafenanlagen in der neu eingedeichten Fläche vorgesehen. Im Rahmen eines Bebauungsplans für das ganze Gebiet soll als erster Bauabschnitt jetzt ein 1200 m langer Hafenkanal mit 120 m Sohlenbreite hergestellt werden, dessen Ostufer in 600 m Länge durch eine Kaimauer, und in der gleichen Länge durch ein leichtes Bohlwerk befestigt werden soll. Mit dem Aushubboden des Kanals wird das auf beiden Ufern liegende Gelände aufgehöht, hinter der Kaimauer werden eine 390 m lange Versteigerungs- und Packhalle und ein Heringschuppen von 140 m Länge errichtet, auf dem Westufer wird eine für die Bebunkerung der Seeschiffe dienende Kohlenverladeanlage gebaut. Außerdem sind die nötigen Gleis- und Straßenanlagen, Leitungen aller Art und der Bau von 25 Wohnungen vorgesehen. Der Bau der Packhalle ist notwendig, weil die kürzlich vollendete große Packhalle IX bereits voll belegt ist. Die Baukosten der Anlagen des ersten Bauabschnitts sind auf 7 800 000 R.-M. veranschlagt. Die Stadt Wesermünde,

[2]) Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1924, S. 133 („Die Bautechnik“ 1924, Heft 19, S. 200) — Zentralbl. d. Bauv. 1924, S. 319.

die schon zu den Kosten der Einschleusung beigetragen hat, wird von den von 1925 an entstehenden Kosten 2 Mill. R.-M. übernehmen.

Die Einnahmen des Hafens decken die Ausgaben für Betrieb und Unterhaltung, aber nicht die Verzinsung und Tilgung der jetzt aufgewendeten Baukosten. Die Herstellung der Anlagen rechtfertigt sich aber durch den volkswirtschaftlichen Gewinn, durch die zu erwartende Steigerung des deutschen Seefischfanges. In der Begründung des Gesetzentwurfes sind folgende Zahlen genannt:

Seefische in Deutschland im Jahre 1924	Menge in Mill. kg	Wert in Mill. R.-M.
Einfuhr (frische u. zubereitete Seefische)	293	112
Ausfuhr (desgl.)	28	14
Einfuhrüberschuß (desgl.) . .	265	98
Deutscher Fang	218	55
Verbrauch in Deutschland .	483	153

Im Jahre 1924 sind danach fast 100 Mill. R.-M. an das Ausland für Seefische bezahlt worden. Die Ausgaben für den Fischereihafen Wesermünde sind gerechtfertigt, wenn auch nur ein Teil dieser Zahlungen alljährlich erspart werden kann. Daß dazu begründete Aussicht besteht, zeigt die Entwicklung der in Wesermünde angebrachten Fänge, die die folgende Übersicht erkennen läßt:

Umsatz im Fischereihafen Wesermünde.

Jahr	Versteigerte Seefische	Freihändig verkaufte Heringe	Summe
	Millionen Kilogramm		
1896	13	—	13
1900	16	2	18
1905	29	2	31
1910	34	3	37
1913	47	1	48
1920	49	7	57
1922	53	11	64
1924	65	15	80

In Wesermünde wird etwa $^1/_3$ des gesamten deutschen Fanges angebracht. Der Umsatz ist seit 1913 um 38 % gestiegen, rechnet man die Heringe mit, um 67 %. Mit der Inbetriebnahme der Neuanlagen ist eine noch schnellere Zunahme zu erwarten.

2. Emden.

Die neuen Verladebrücken in Emden sind in Betrieb genommen. Außer den im Kriege gebauten vier Erzverladebrücken mit einer Tragkraft von 12,5 t am Greiferseil arbeiten jetzt im Emder Hafen fünf gleiche Brückenkrane mit einer Tragkraft von 15 t und außerdem vier Brückenkrane von 6,5 t, die für das Verladen von Eisen und anderem stückigen Gut bestimmt sind. Im ganzen stehen jetzt hinter einer Kaimauer von 760 m Länge 13 Verladebrücken von 53 m Spannweite über dem Lagerplatz und 42 m Ausladung über Kaikante.

In der ersten Zeit nach Einführung der festen Währung, als es infolge der knappen Mittel des Staates überall zu Einschränkungen und Stilllegungen der staatlichen Bauten kam und auch die Bauten in Emden unterbrochen werden mußten, war in Aussicht genommen, die Anlagen in das Eigentum einer Aktiengesellschaft zu übertragen, die zwar zu 51 % im Besitze des Staates sein, an der aber die Stadt Emden und die in Frage kommenden Wirtschaftskreise ebenfalls beteiligt werden sollten, um sie so zu der Baulast heranzuziehen.[3]) Ein auf dieser Grundlage aufgestellter Gesetzentwurf fand nicht die Billigung des Landtages. Es bestanden Bedenken dagegen, das Eigentum an der Anlage dem Staate zu nehmen, obwohl die Beteiligten zunächst nur $^1/_4$ ihrer Anteile bar zahlen und den Rest sich vom Staate leihen sollten. Der damalige Plan ist deshalb aufgegeben worden. Der Staat baut allein, er verpachtet aber die gesamten Anlagen und zwar an die Emder Hafenumschlagsgesellschaft m. b. H., die seit 1923 schon die älteren vier Verladebrücken betreibt und an der der Staat mit 51 %, die Stadt mit 10 % und die Emder Reederei- und Speditionsunternehmungen mit dem Reste beteiligt sind. Die Pacht ist in den ersten Jahren gering, sie steigt dann, zum Teil auch in Abhängigkeit vom Verkehr, so daß sie bei voller Leistung der Anlage, die auf 4 500 000 t geschätzt wird, $6^2/_3$ % der Baukosten ausmacht.

Die vier älteren Verladebrücken haben in den letzten Jahren etwa $^1/_3$ des Umschlages an Erz und Kohlen im Emder Hafen geleistet, im Jahre 1924 772 000 t, von Januar bis Juli 1925 537 000 t. In dem Gesetzentwurf wird die Bewilligung der seit dem 1. April 1924 verausgabten Beträge in Höhe von 5 350 000 R.-M. verlangt.

3. Stettin.

Bei Gründung der „Stettiner Hafengemeinschaft“ zwischen Stadt und Staat im Jahre 1923 ist ein Plan für den Ausbau des Hafens vereinbart worden, der vier Punkte enthielt. Die Hergabe der Baukosten hat der Staat übernommen. Der erste Punkt, der Wiederaufbau eines im Jahre 1922 abgebrannten Kaischuppens, ist erfüllt, der neue Schuppen ist seit dem Sommer 1924 im Betrieb. Zwei weitere Punkte, die Erschließung von Industriegelände und der Bau einer Abfertigungshalle für Schiffsfahrgäste, konnten zurückgestellt werden. Der Ausbau von Industriegelände wird in eingeschränktem Umfange mit Mitteln vorgenommen, die sich aus dem Erlös von Geländeverkäufen im Hafengebiete ergeben. Der Bau der Abfertigungshalle ist nicht mehr so dringlich wie früher, da nach Festigung der Währung die Abfertigung sich sehr viel einfacher gestaltete, so daß man sich mit der Ausstattung eines vorhandenen Schuppens begnügen konnte.

Der letzte Punkt, der Ausbau des Ostkais am westlichen Hafenbecken des Freibezirkes, ist mit dem Bau der Kaimauer in Angriff genommen worden. Der ursprüngliche Entwurf dieser Anlage sah einen Kaischuppen vor; es ist jetzt beabsichtigt, hinter einer 330 m langen Kaimauer einen sechsgeschossigen Speicher aus Eisenbeton zu errichten. Die Baukosten der Kaianlage am Ostkai wachsen damit auf 6 100 000 R.-M., wovon aber im Gesetzentwurf zunächst nur der Betrag von 830 000 R.-M. für den Bau der Kaimauer angefordert wird. Der Speicher soll gebaut werden, wenn die Mittel dazu unter günstigeren Bedingungen beschafft werden können, als es heute der Fall ist.

An Stelle der zurückgestellten Punkte des ursprünglichen Bauplanes ist der Bau von drei schweren Erzverladebrücken von ähnlicher Bauart, wie sie in Emden und Rotterdam stehen, in Angriff genommen worden. Die Brücken erhalten Drehlaufkatzen, eine Tragkraft von 15 t am Greiferseil und eine Ausladung von 36 m über Kaikante; sie haben zwischen den Stützen eine Spannweite von 45 m und auf der Landseite einen Kragarm von 28 m Länge. Hinter der 130 m langen Kaimauer liegen vor dem Lagerplatz fünf Bahngleise. Den Umschlag zur Bahn vermitteln drei Erzbunker von je 250 t Fassungsraum mit Wiegevorrichtung. Die Baukosten betragen 3 500 000 R.-M., wovon der Staat 1 500 000 R.-M. in Anrechnung auf seine Verpflichtungen aus dem Gesellschaftsvertrage der Hafengemeinschaft und die übrigen 2 000 000 R.-M. als Darlehn (Zinsen 8 %, jedoch nicht über Reichsbankdiskont, Tilgung innerhalb von 15 Jahren) gibt. Die am Erzumschlag beteiligten Stettiner Unternehmungen haben die Gewähr für die Deckung von Fehlbeträgen im Zinsen- und Tilgungsdienst bis zur Höhe von 50 000 R.-M. jährlich übernommen. Die Leistungsfähigkeit der drei Verladebrücken wird auf bis zu 1 000 000 t im Jahre geschätzt; bei einem Jahresumschlage von 600 000 bis 800 000 t und bei Abgaben, die von den Beteiligten für tragbar gehalten werden, werden Fehlbeträge in Betrieb, Unterhaltung und Kapitaldienst nicht entstehen. Schon bei dem jetzigen Umschlage (der Stettiner Erzverkehr ist ungefähr dem Emdens gleich) werden die Brücken volle Beschäftigung finden, eine Steigerung des Verkehrs durch die neue Anlage darf erwartet werden. Dr.-Ing. Lohmeyer.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 28, S. 317.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tunnelrüstungen von Franz Rziha und von Alfred Kunz.

Von Prof. Dr. phil. h. c. **Konrad Pressel**, München.

(Schluß aus Heft 9.)

II. Herstellung eines neuen Ausbruchstückes.

Sobald nach Aufstellung des vordersten Baues alle erforderlichen Abspreizungen gegen den vorletzten Bau und die Verkeilung und Abbolzung der Brust gegen den vordersten Bau vorgenommen sind, kann zum Abbau der Brust geschritten werden. Man treibt zunächst in der First in einer Breite von etwa 3 m wie bei der Getriebezimmerung Stück für Stück neue Pfähle vor, baut nach Entfernung eines oder mehrerer Bretter der Brustverschalung in einem oder mehreren Schritten, je nach der Art des Gebirges, die Brust in der First ab und setzt die Brustverschalung vor. Sind die neuen Firstpfähle und die obersten Bretter der Brustverschalung in ihre endgültige Lage gebracht, so wird der „Esel“ mit dem Hilfsträger so vorgelegt, daß nunmehr die Firstpfähle auf ihm eine sichere Stützung erhalten. Die Brustverschalung wird beim schrittweisen Abbauen durch senkrechte Pfändbohlen und Spannriegel gegen den vordersten Bau abgebolzt.

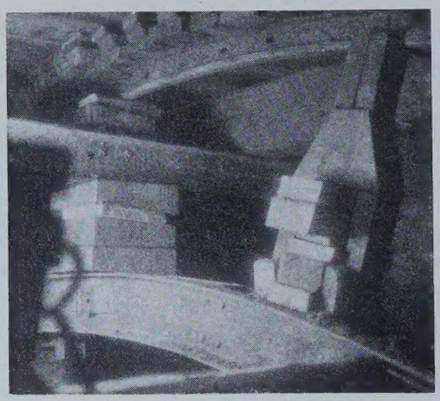


Abb. 10. Hilfsbau („Esel") eingebaut.

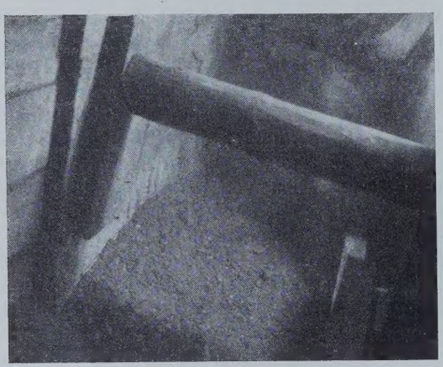


Abb. 11. Betonierung des Gewölbes.

Ist man auf diese Weise bis auf die Sohle des Ausbruches gelangt, so ist damit der Raum gewonnen zur Aufstellung eines neuen Baues. Die Schwellen werden planmäßig auf die Sohle gelegt. Die Ständer an den Schwellenenden werden in die zugehörigen Schuhe gestellt und darauf die Seitenteile des Lehrbogens, die Langständer, aufgestellt (Abbild. 1) und das Mittelstück des Lehrbogens eingeschoben und mit den Seitenteilen verlascht. Dann werden die Quer- und Längsverbände angebracht. Alle diese Arbeiten vollziehen sich, einigermaßen geschickte Leute vorausgesetzt, ohne Schwierigkeiten und ohne nennenswerte Auswechslung von Spannhölzern in dem freien Raume zwischen dem nunmehr vorletzten Lehrbogenbau und der neuen Brust innerhalb weniger Stunden. Äußerst einfach gestaltet sich die Einbringung des Ausbruchbogens. Im Scheitel beginnend, werden die Bogenstücke auf die in den Lehrbogen eingesteckten Reiter gelegt und durch Antreiben der äußeren Keilpaare der Reiter fest gegen die Pfähle angepreßt. Die inneren Reiterkeilpaare werden darauf eingelegt und angetrieben. Zum Schluß wird die Brust, die während dieser sämtlichen Vorgänge gegen den nunmehr vorletzten Bau abgespreizt war, gegen den neuen Bau verkeilt bezw. abgebolzt. Der „Esel" kann jetzt abgenommen werden.

Besondere, aber unschwierige Maßnahmen sind ganz zu Beginn der Vortriebsarbeiten an den Tunnelmündungen zu treffen. Man kann hier nicht auf einen rückwärtsliegenden Bau abstützen. Meistens wird man in diesem Falle von einer Ausschachtung (Abb. 8 u. 15) aus vorgehen, die nach rückwärts ein zuverlässiges Widerlager abgibt für die Abstützung der anzugreifenden Brust. Manchmal kann es sich auch als möglich und zweckmäßig ergeben, an der Tunnelmündung den Brustdruck durch Streben abzufangen.

Ist man bei einem längeren Tunnel zur Beschleunigung der ganzen Arbeit zur Schaffung von Angriffspunkten zwischen den beiden Tunnelmündungen gezwungen, so steht natürlich nichts im Wege, solche Angriffspunkte von einem Sohlstollen aus zu gewinnen, indem man an der gewünschten Stelle, wie gewöhnlich, nach oben aufbricht und ein kurzes Stück voll ausbricht, ausreichend zur Aufstellung von zwei bis drei Kunzschen Bogenrüstungen.

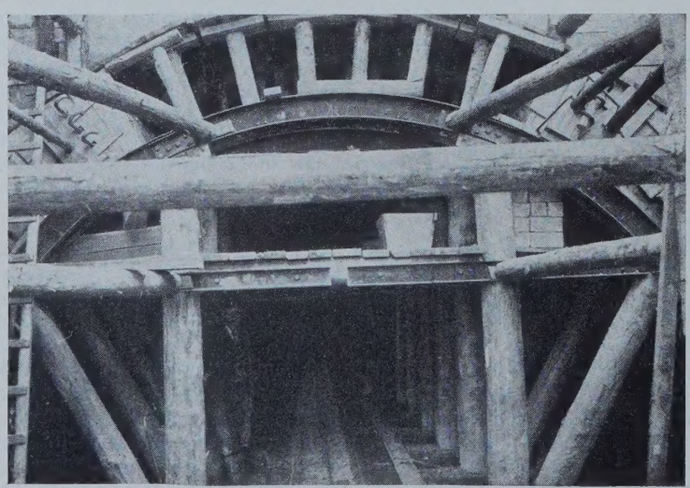


Abb. 12. Betonierung des Gewölbes am Mundloch.

III. Herstellung der Mauerwerkverkleidung.

Die Ausführung der Mauerwerkverkleidung erheischt bei den gewöhnlichen Tunnelbauweisen, z. B. der englischen mit Jochzimmerung, ziemlich umfangreiche, in druckhaftem Gebirge oft sehr schwierige, vorbereitende Arbeiten der Zimmerhäuer, indem nach Maßgabe des Fortschrittes der Mauerarbeit die im Wege stehenden Hölzer der Ausbruchrüstung (Wandruten, Kronbalken, Ständer, Spannriegel usw.) entfernt werden müssen. Bei der Rüstung von Rziha und namentlich bei derjenigen von Kunz ist diese Arbeit wesentlich einfacher und daher billiger, indem nur jeweilig Auswechselrahmen bezw. Ausbruchbogenstücke und Reiter auszubauen sind. Im übrigen geschieht das Abstützen und, wo dies überhaupt möglich ist, das Beseitigen der Pfähle in der üblichen Weise (Abb. 11, 12 u. 13), so daß weitere Ausführungen hierüber nicht nötig sind.

IV. Anwendungen der Kunzschen Rüstung.

1. Kanal der Alzwerke (Abb. 2 bis 14).

a) Zum ersten Male wurde die Kunzsche Rüstung angewendet beim Bau der oben bereits erwähnten vier Tunnel im Zuge des Oberwasserkanals des Kraftwerkes Hirten-Holzfeld. Die Tunnel, erbaut in der Zeit vom 9. Oktober 1918 bis 23. März 1922, haben folgende Längen und mittlere Überlagerung:

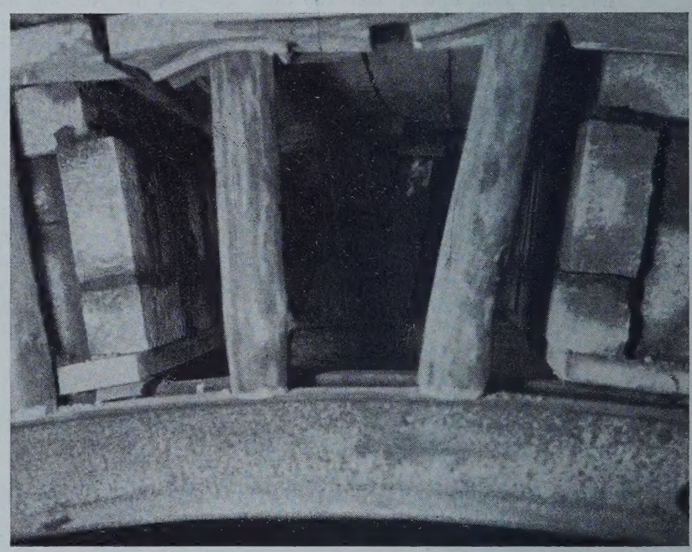


Abb. 13. Gewölbescheitel aus Betonformsteinen.

Tunnel Nr.	I	II	III	IV	Insgesamt
Länge (m)	206	648	111	563	1528
Mittlere Überlagerung (m) .	4,2	23,4	14,2	14,3	—

Das Normalprofil ist aus Abb. 1 zu entnehmen. Es betragen:

Lichte Weite	6,4 m
Lichte Höhe	5,6 „
Innerer Gewölbehalbmesser	3,2 „
Dicke des Gewölbes	0,6 „
Dicke der Sohlplatte (in der Mitte) . .	0,5 „
Lichte Querschnittfläche	29,62 m²
Ausbruchquerschnitt planmäßig rd. . . .	44 „
Mauerungsquerschnitt	14,27 „
Wasserquerschnitt bei einer Wassertiefe von 4,5 m	26,5 „
Durchflußmenge rd.	62 m³/Sek.
Sohlengefälle	0,5 ‰.

Sohlplatte, Widerlager und unterer Teil des Gewölbes sind aus Beton hergestellt; im Scheitel besteht das Gewölbe in einer Breite von 3 m aus Betonformsteinen in Zementmörtel.

Der erste Versuch geschah im Tunnel III. In der Absicht, zu Anfang die Arbeit mit der neuen Tunnelrüstung den noch nicht eingeübten Leuten möglichst zu erleichtern, entschloß man sich, nach belgischer Bauweise zuerst das Gewölbe herzustellen und darauf die Widerlager durch Unterfangen in Ausschachtungen einzubringen. Um das Unterfangen des Gewölbes vorzubereiten, wurde an dessen Fuß eine Eisenbewehrung (6 × 2 R.-E. 18 mm Durchm.) eingestampft. Die Rüstung (Abb. 2 u. 3) unterscheidet sich von der oben beschriebenen für den ganzen Querschnitt lediglich durch die Lage der Schwelle auf Kämpferhöhe, durch den Wegfall der Ständer unter den Lehrbogenfüßen und durch die geringere Höhe der Bogenständer.

Die Unterfangung des Gewölbes geschah in Längen von 4 und 2 m, letztere in wasserführendem Gebirge. Der Kern zwischen den Widerlagern blieb unberührt bis nach Beendigung des Gewölbes und der Widerlager auf die ganze Tunnellänge. Dann erst wurde er abgegraben und die Sohlplatte eingestampft.

Die Herstellung der Tunnel nach belgischer Bauweise hatte sich in vorliegendem Falle so zweckmäßig erwiesen, daß man keine Veranlassung sah, davon abzugehen. Nur ein kurzes Stück von etwa 6 m Länge im Tunnel IV wurde versuchsweise von vornherein im ganzen Querschnitt ausgebrochen und gemauert (Abb. 1), um die Sicherheit zu erhalten, daß die Rüstung sich auch in diesem Falle bewährt. Dies trat dann auch in der Tat ein.

b) Tagesfortschritte im Vollausbruch.

Die beim Ausbrechen der Kalotte erzielten mittleren Fortschritte sind folgende:

Tunnel	Länge m	Anzahl Tage zu 24 Std.	Mittlerer Fortschritt m in 24 Std.	Bemerkung
I	206,41	137	1,506	Nur von einer Seite angegriffen
II	234,20	234	1,001	Einlaufseite
II	413,80	340	1,217	Auslaufseite
III	110,50	80,33	1,376	Nur von einer Seite angegriffen
IV	292,50	212	1,380	Einlaufseite
IV	270,50	160	1,690	Auslaufseite
zus.	1527,91	1163,33	**1,313**	

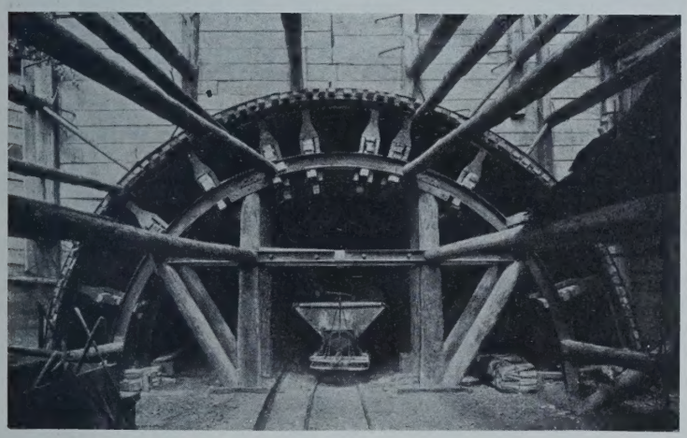


Abb. 14. Kalotte fertig ausgebrochen und eingebaut.

Der mittlere Tagesfortschritt beträgt demnach auf die ganze Tunnelstrecke bezogen für eine Angriffstelle 1,313 m. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß mit Ausnahme weniger im Stollen- und Schachtbau (einigermaßen) bewanderter Aufseher und Mineure sämtliche Arbeiter im Stollen- und Tunnelbau fast gänzlich unerfahren waren, daß man die Herbeiziehung geübter Mineure und Aufseher der großen Kosten wegen unterließ und daß die Ausführung der Tunnel in die Jahre unmittelbar nach der Revolution fällt, in denen die Arbeitsfreude, wenn sie in den Leuten sich regen wollte, durch die sozialistischen Organisationen stark gedämpft wurde, weshalb auch die im Akkord ausgeführten Stollenarbeiten nicht den sonst üblichen Erfolg zeitigten.

Das durchörterte Gebirg bestand, wie schon oben bemerkt, aus diluvialem Schotter und Sand, hier und da komglomeratartige Bänke aufweisend. Nasse Stellen traten nur vereinzelt auf.

c) Aufwand an Baustoffen für den Einbau.

Für jede Angriffstelle waren erforderlich:

a) in der Ausbruchstrecke 6 Baue (Lehrbogen mit Ausbruchbogen; je 12 Reiter; Rund- und Schnittholz),

b) in der Mauerungstrecke 30 Baue (Lehrbogen ohne Ausbruchbogen und ohne Reiter; Rund- und Schnittholz);

zu a) ein Bau im Ausbruch erforderte:

α) an Eisen . . . . . 1555 kg
β) an Rundholz . . . . . 0,60 m³
γ) an Schnittholz . . . . . 0,46 m³;

zu b) ein Bau in der Mauerstrecke erforderte:

α) an Eisen . . . . . 860 kg
β) an Rundholz . . . . . 0,75 m³
γ) an Schnittholz . . . . . 0,58 m³.

d) Selbstkosten.

Für einen Tunnel von 500 m Länge, von beiden Mundlöchern angegriffen, würden sich nach den Ermittlungen an den Alztunneln bei einer Abschreibung von 50 % für die Eisenteile und einem Zuschlag von 20 % für Ergänzungen unter Zugrundelegung der Preise und Löhne, wie sie zu Ende Oktober 1924 bestanden haben, die Selbstkosten wie folgt ergeben:

A. Kosten der Baustoffe für 1 lfd. m Tunnel.

1.	für den Einbau (einschließlich Hilfsbau und einschließlich Lüftung)	110,07 R.-M.
2.	für die Gewölbemauerung	194,11 „
3.	„ Widerlager	83,54 „
4.	„ Ausheben des Kernes und für die Sohlplatte	48,69 „
5.	für Zementputz	15,10 „
6.	für elektrische Beleuchtung	5,00 „
	für 1 lfd. m Tunnel zusammen	**456,51 R.-M.**

B. Betrag der Löhne für 1 lfd. m Tunnel.

Vorausgesetzt ist für jedes der beiden Angriffsörter in der Kalotte ein Tagesfortschritt von 1,60 m in mittelhartem Kies, Arbeit in drei Schichten zu acht Stunden und folgende Belegschaft auf jeder Tunnelseite:

1 Aufseher, 5 Mineure, 12 Handlanger (vor Ort, bei der Förderung und auf der Kippe)

α) Ausbruch:

		Löhne für 1 lfd. m Tunnel	
1.	Kalotte	192,00 R.-M.	
2.	Widerlager	37,00 „	
3.	Kern	37,80 „	
	Insgesamt Ausbruch		266,80 R.-M.

β) Mauerung:

1.	Kalotte	128,00 R.-M.	
2.	Widerlager	35,50 „	
3.	Sohlplatte	12,25 „	
4.	Sickerdohle	1,92 „	
5.	Zementputz	31,24 „	
6.	Elektrische Beleuchtung .	0,38 „	
	Insgesamt Mauerung		209,29 „
	($\alpha+\beta$) Löhne für Ausbruch und Mauerung für 1 lfd. m Tunnel		**476,09 R.-M.**

C. Zuschläge.

Zu vorstehenden Kosten der Baustoffe und Beträgen der Löhne kommen noch Aufwendungen für Nebenleistungen außerhalb des Tunnels, Bauplatzeinrichtung, Bauleitung, soziale Lasten, Geräteabschreibung und Ergänzung, endlich für Frachten für 1 lfd. m ein Betrag von . . . . **278,— R.-M.**

D. Zusammenstellung der **Selbstkosten** von 1 lfd. m Tunnel.

Baustoffe	(A)	456 R.-M.
Löhne	(B)	476 „
Zuschläge	(C)	278 „
	Zusammen	**1210 R.-M.**

2. Wasserleitungsstollen bei Thalham (Abb. 15 bis 18).

a) Im Laufe der II. Leitung der Münchener Wasserversorgung bei Thalham werden gegenwärtig von der Bauunternehmung Edwards & Hummel, Alfred Kunz, rd. 4,2 km Stollen ausgeführt unter Verwendung der Kunzschen Rüstung. Wie Abb. 15 zeigt, handelt es sich um einen Stollen von kleinen Ausmaßen, also um einen interessanten Gegensatz zu den großen Alzwerktunneln. Der lichte Querschnitt beträgt 2,55 m², der mittlere Ausbruchquerschnitt rd. 6 m². Die Verkleidung besteht ganz aus Beton. Das zu durchörternde Gebirg ist teils rollig, teils gebrech, teils fest. Es folgen aufeinander Strecken in Rollkies, durchsetzt mit festeren Kieslagen, Mergel, Flinz mit wenig Konglomerat, fester Mergel, Kies mit Konglomerat. Längere nasse Strecken wechseln mit trockenen. Durch drei Seitenstollen werden Angriffpunkte zwischen den Mundlöchern geschaffen. Auf dem größten Teil der Stollenstrecke muß zur Lösung der Berge Bohr- und Sprengarbeit herangezogen werden. Immerhin mußte eine Strecke von über 1000 m mit vollständiger Verschalung, nicht bloß der First und der Ulmen, sondern auch der Brust, vorgetrieben werden (Abb. 18).

Während der ganzen bisher geleisteten Arbeit (es waren bis Ende November 1925 ungefähr 3,1 km Stollen fertiggestellt) hat sich die Kunzsche Rüstung in allen durchörterten Gebirgsarten, mit und ohne Bohr- und Sprengarbeit, sehr gut bewährt. Abb. 18 zeigt den Einbau mit vollständiger Verschalung, auch der Brust, Abb. 17 den Einbau in festerem Mergel mit Firstverzug.

Dank der einfachen Konstruktion der Rüstung vollzieht sich das Aufstellen und Abnehmen der Baue leicht und rasch. Wesentlich diesem Umstande ist es zuzuschreiben, daß in den Thalhamer Stollen trotz der

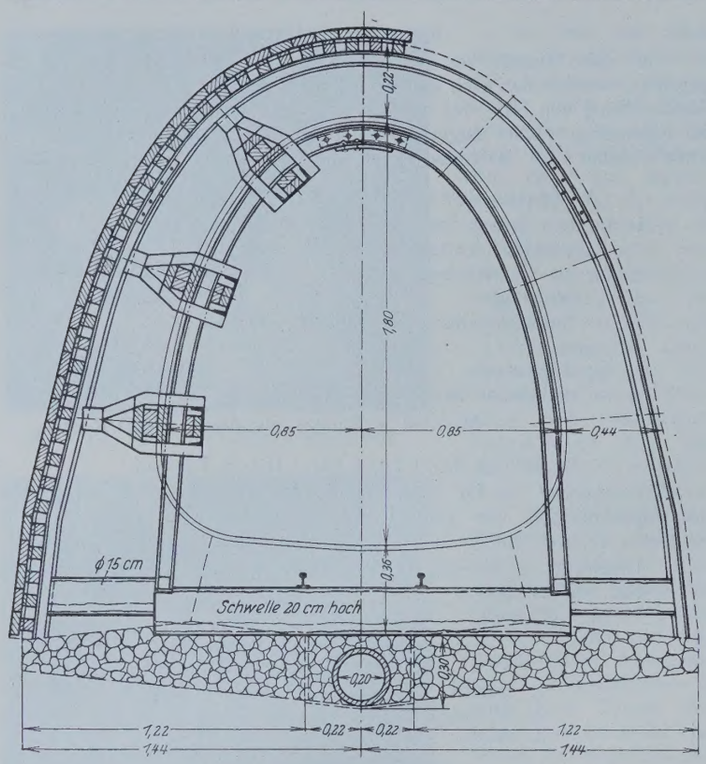


Abb. 15. Thalhamer Wasserleitungsstollen.
Regelquerschnitt mit eingezeichneter Rüstung Kunz.

Beengtheit des Raumes und dem gleichzeitigen Arbeiten der Mineure und Maurer (Betonierer), die einander auf dem Fuß folgen, gute Fortschritte erzielt wurden. Diese betrugen in nassen Strecken im Mittel etwa 2,5 m/24 Std., in trockenen bis zu 4,5/24 Std., wobei in drei Schichten zu acht Stunden gearbeitet wurde. Für die Arbeitstrecke an jedem Stollenort sind im ganzen 36 Baue erforderlich, wovon 6 mit Ausbruchbogen, 30 ohne Ausbruchbogen. Bei der gewöhnlichen Entfernung der Baue von 1,10 m von Mitte zu Mitte beträgt somit die ganze Arbeitstrecke von Ortstoß bis Ende der fertiggestellten Widerlager und des geschlossenen Gewölbes nur rd. 40 m, die Mauerstrecke mit Betonschalung allein nur etwa 33 m. Die rückwärts ausgebauten Rüstungen wandern nach vorn, um ohne verlorene Wege immer wieder verwendet zu werden.

Auch bei den Thalhamer Stollen hat sich, wie bei den Tunneln der Alzwerke, gezeigt, welch großer Gewinn an Zeit, Arbeit und Rüstungsteilen erzielt wird bei Verwendung der Kunzschen Rüstung im Vergleich

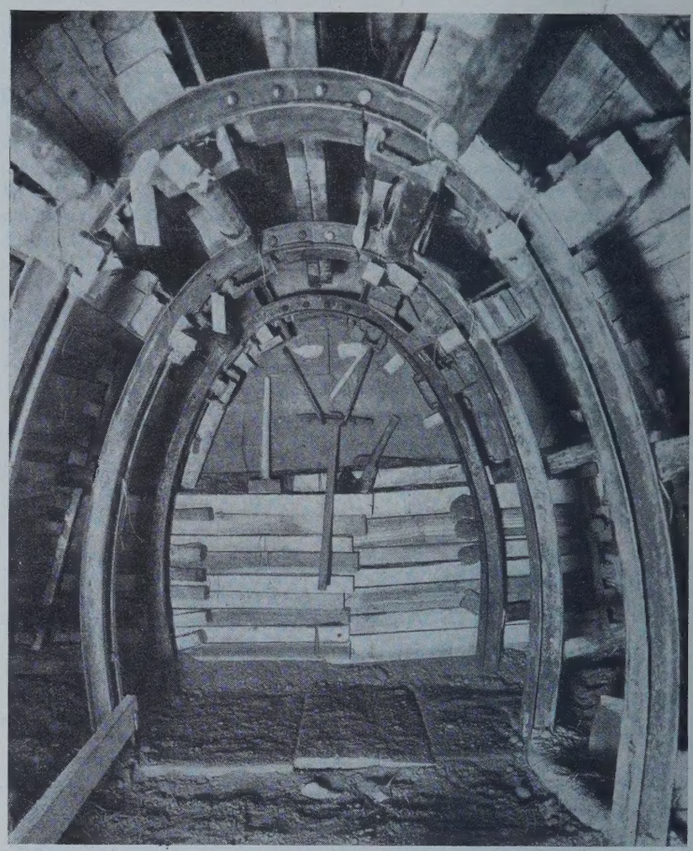


Abb. 18. Thalhamer Wasserleitungsstollen, Strecke in sehr beweglichem Gebirg. Vollständige Verschalung auch der Brust.

mit den gewöhnlichen Bauweisen, indem das zeitraubende, kostspielige, oft auch recht schwierige Beseitigen der der Mauerung im Wege stehenden Hölzer sich auf wenige ganz einfache Verrichtungen beschränkt.

Schlußbemerkung. Die vor 45 Jahren nach einer beschränkten Zahl von Anwendungen verlassene Bauweise mit Rzihascher eiserner Tunnelrüstung ist in neuer, die Schattenseiten der ursprünglichen Bauart vollkommen vermeidender Form von Kunz wieder aufgegriffen und lebensfähig gemacht worden. In der neuen Gestalt hat sie eine ausgedehnte, eingehende Prüfung bestanden in einem rolligen Gebirg, dessen Durchtunnelung nach den älteren Bauweisen zwar durchaus möglich und mit Sicherheit durchführbar gewesen wäre, jedoch bedeutend größere Schwierigkeiten und Kosten verursacht, sehr tüchtige Tunnelarbeiter erfordert und voraussichtlich, bei den geringen Überlagerungen, an manchen Stellen Setzungen an der Erdoberfläche zur Folge gehabt hätte. Es ist damit der Beweis erbracht, daß die Rzihasche Bauweise mit Kunzscher Tunnelrüstung sich für beweglichen Boden ganz besonders eignet. Auch in gebrechem, stark druckhaftem, wenn auch Sprengmittel erheischendem Boden wird sie voraussichtlich mit Vorteil Verwendung finden. Daß sich jedoch Rzihas Hoffnung erfüllen werde, die gebräuchlichen, bewährten Tunnelbauweisen mit getrennter Ausbruch- und Mauerungsrüstung allenthalben verdrängt zu sehen durch die von ihm angeregte Bauweise mit einer von vornherein aufzustellenden, auch zur Abstützung der Ausbruchflächen dienenden Mauerungsrüstung, ist nicht zu erwarten. In nicht sehr druckhaftem, vollends in ausgesprochenem Schußgestein, das aber eines Einbaues, sei es ganz oder teilweise, bedarf, werden nach Ansicht des Verfassers die alten Bauweisen in Holz, namentlich die englische, ihre Bedeutung behalten. Ganz besonders wird dies der Fall sein in langen Tunneln, wo, wie im Simplon- und Lötschberg-Tunnel, gewaltige Leistungen von 300 m und mehr im Monat zu vollbringen sind. Es kommt eben hier wie überall im Gebiete des Ingenieurwesens darauf an, die anzuwendenden Mittel der jeweiligen Aufgabe anzupassen. Weniger als irgendwo sonst gilt die Schablone im Tunnelbau.

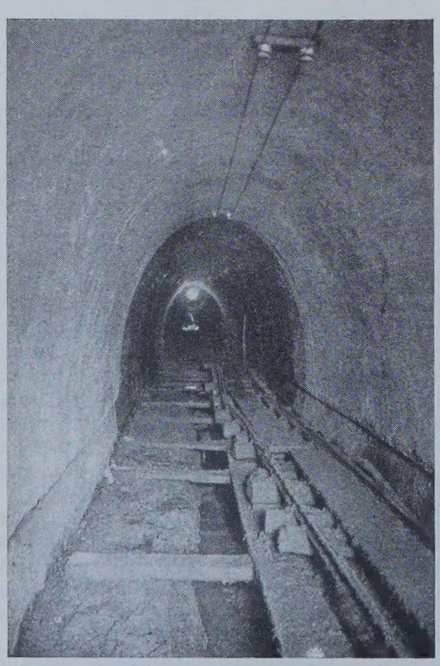


Abb. 16. Thalhamer Wasserleitungsstollen, Widerlager und Gewölbe betoniert und verputzt.

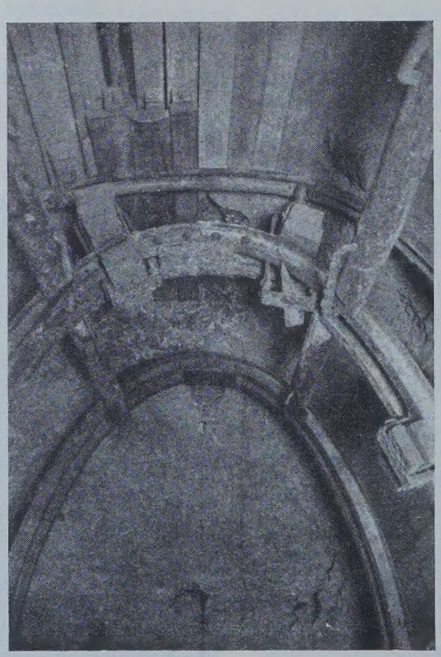


Abb. 17. Thalhamer Wasserleitungsstollen, Strecke mit Firstverzug in festerem Mergel.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. März erschienene Heft 5 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Zwei Bahnbrücken in Eisenbeton über die Murg. — Professor E. Suenson: Gitterträger aus Schmelzzementbeton. — Dr. Ingenieur B. Enyedi: Eisenbetonkonstruktionen im Mühlenbau. — Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch: Bemessung der achteckigen Säulen für Biegung mit Achsialdruck. — Prof. K. v. Sanden und Dr.-Ing. F. Schleicher: Zur Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage. — Dr. techn. J. Krebitz: Wälzgelenke aus Beton oder Stein. — Studienrat P. Luckey: Ein Flächenschieber für das Bemessen und die Spannungsberechnung einfach bewehrter Balken und Platten. — Die Gewährleistung der Güte der Ausführung.

Eine Maßnahme des Reichsverkehrsministeriums zur Belebung der Wirtschaft. Zur Milderung der wirtschaftlichen Notlage der Bau- sowie der Schiffbau- und Eisenindustrie und zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit ist das Reichsverkehrsministerium ermächtigt worden, u. a. die nachbenannten im Haushaltsentwurf für 1926[1]) vorgesehenen neuen Bauausführungen sofort in Angriff zu nehmen: „Sicherungsarbeiten an den alten Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals; Verbesserung der Betriebseinrichtungen der Flüssiggasanstalt auf der Werft Saatsee; Beschaffung eines Schwimmdrehkranes für das Hafenbauamt in Pillau; Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Groschowitz der kanalisierten oberen Oder; Sicherung der Kölpinsee-Niederung; Wiederherstellung des Leuchtturmes Dornbusch auf Hiddensoe; Ersatzbau für ein Werkstättengebäude der Staatswerft Stettin-Bredow; Verbesserung der oberen Havelwasserstraße durch Baggerungen; Neubau und Ausbau von Freiarchen in der oberen Havelwasserstraße; Schaffung von Schiffsliegestellen durch Verbreiterung des Voßkanals bei Zehdenick; Elbstromregelung bei Niederwartha; Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers der Elbe (Clödener Enge); Ausbau des rechten Elbufers oberhalb Geesthacht; Bau eines Deckwerkes am rechten Ufer der Elbe vor dem Presterschen Flügeldeich; Beseitigung von Untiefen vor der Mündung der alten Elbe; Umbau des Kanals Güritz-Grabow; Verlängerung von zwei Buhnengruppen im Wasserbauamtsbezirk Lauenburg; Neubau eines Deckwerkes sowie eines Parallelwerkes ober- und unterhalb der Elbbrücke bei Roßlau; Herstellung eines Gleisanschlusses an die Reichsbahn für die Staatswerft Magdeburg-Rothensee; Einrichtung eines Liegehafens mit Tonnen- und Bauhof bei Schulau (Unterelbe); Herstellung von zwölf Dammwärterhäusern und Ausführung weiterer Sicherheitsmaßnahmen am Ems-Weser-Kanal; Vor- und Entwurfsarbeiten für die Kanalisierung der Werra von Hann.-Münden bis Eschwege; Einrichtung elektrischen Antriebes für die Tore und Schütze und elektrischer Beleuchtung für die Schleuse Dörverden; Bau eines Deckwerkes am rechten Weserufer bei Bollen; Vorarbeiten für die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen; Sicherung der Köpfe und der ausgekolkten Seiten von Strandbuhnen auf Borkum; Ausrüstung der beiden Feuerschiffe „Weser“ mit neuzeitlichen Geräten für Abgabe von Funk- und Wasser-Nebelsignalen; Bau eines Arbeiterspeisehauses mit Wasch- und Badeeinrichtung für das Maschinenbauamt in Minden; Anbau einer Schiffbauhalle an den Südflügel der Hauptwerkstätte der Staatswerft Minden; Sicherheitsmaßnahmen an den Dämmen des Dortmund-Ems-Kanals oberhalb des Henrichenburger Hebewerkes; Erweiterung des unteren Vorhafens des Henrichenburger Hebewerkes am Dortmund-Ems-Kanal; Umbau der Rollschütze in den Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals; Erneuerung von Dalben und Leitwerken in den Vorhäfen der Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals; Wiederherstellung des beschädigten Oberhauptes der alten Schleuse Hüntel; Untersuchung der hydrologischen Verhältnisse der Ems und Vorarbeiten zur Erlangung eines Entwurfs für eine Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals; Beseitigung von Bergschäden an den Ufern, Dämmen und Bauwerken des Rhein-Herne-Kanals und des Dortmund-Ems-Kanals; Neubau einer Schreinerei des Maschinenbauamts in Herne; Verstärkung der Hellinganlage des Maschinenbauamts in Herne; Herstellung von Leitflößen an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals; Herstellung eines zweiten Fahrwassers im Rhein oberhalb des Kammerecks; Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein bei Nackenheim sowie unterhalb der Eisenbahnbrücke bei Worms; Einführung des elektrischen Betriebes an den Schleusen Mainaschaff, Kleinostheim und Croßwelzheim; Erneuerung der Gründung eines Wehres der kanalisierten Altmühl“.

Die Wiederherstellung der Pfeilergründung am Straßburger Münster. Das Straßburger Münster ist bekanntlich auf den Grundmauern einer 1015 bis 1026 von Bischof Wernher gebauten und 1175 niedergebrannten romanischen Basilika errichtet, indem 1250 bis 1275 das neue, noch heute vorhandene Schiff, von 1276 ab dann das Werk Erwin von Steinbachs — die beiden Türme mit dem Hauptportal und der Rose — gebaut wurde. Die ersteren reichten bis zur Höhe der heutigen Plattform des rechten Turmes und ragten oberhalb der Rose frei und ohne Zwischenbau in die Luft. Der Zwischenbau wurde erst 1365 auf Drängen der Straßburger Bürgerschaft in Angriff genommen und ermöglichte den Aufbau des nördlichen Turmes, der 1399 von Ulrich von Ensingen begonnen, nach dessen Tode 1419 von Johann Hultz aus Köln weitergeführt und am 14. Juni 1439 fertiggestellt wurde.

Die Grundrißabmessungen des neuen Münsters waren zwar die gleichen wie die der alten Basilika, seine Höhe und damit das Gewicht des Mauerwerkes war jedoch sehr viel größer; ferner ist zu bedenken, daß die geschlossene romanische Bauweise mit ihren sparsamen Fensteröffnungen und beschränkten Pfeilervorlagen das Fundament in ganz anderer Weise und viel gleichmäßiger beansprucht als ein reichgegliederter gotischer Bau, dessen weitgespannte Bogen die Last großer Mauermassen auf einzelne Teile des Unterbaues übertragen. Es war also eine erhebliche Verstärkung des letzteren nötig, die für die Umfassungsmauern auch ausgeführt wurde, für die Innenpfeiler jedoch unterblieb.

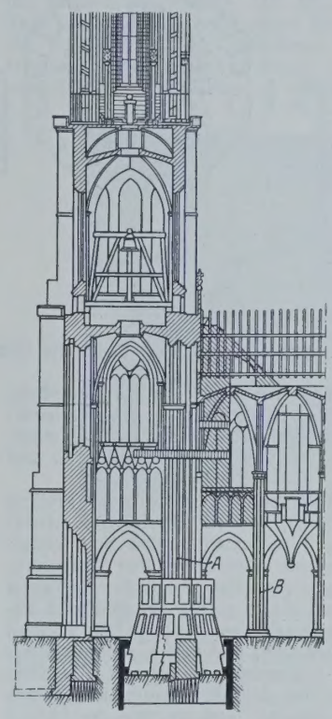


Abb. 1. Querschnitt durch Mauerwerk und Gründung des Turmes.

Infolgedessen befindet sich im Archiv des Münsterbauamts denn auch bereits aus dem Jahre 1665 ein Bericht des Baumeisters Heckler, wonach der erste Westpfeiler der nördlichen Umfassungsmauer des Münsterschiffes, also der dem Turmpfeiler benachbarte und im folgenden mit *B* bezeichnete, Abblätterungen an den Fugen zeigte, die man auf mangelhaftes Mauerwerk zurückführte. Bei den daraufhin angestellten Untersuchungen stellte Heckler fest, daß die Pfahlgründung des Pfeilers zum Teil verfault war. Erst 1903 jedoch entdeckte der damalige Leiter des Münsterbauamts einen Riß am Fuße des Pfeilers *B* (Abb. 1) und Absplitterungen an den Kannelierungen des Pfeilerschaftes (Abb. 2). In dauernder Überwachung beobachtete man eine langsame, aber stetige Erweiterung dieser Zerstörungen und sah deshalb eine Umschnürung und Abstützung des Pfeilers bis zur Höhe des Kapitells vor, durch die ein Zunehmen der Rissebildung eingeschränkt wurde. Hand in Hand mit diesen Erhaltungsmaßregeln ging eine eingehende Prüfung des Unterbaues von Pfeiler *B*, bei der sich ergab, daß der Unterbau der Last des Pfeilers anscheinend widerstanden und keinerlei Risse oder Senkungen aufzuweisen hatte.

Dieser 2,60 m breite und 5,10 bis 6,0 m tiefe Unterbau bestand aus zwei Bruchsteinmauern mit dazwischen gestampftem Mörtel und ruhte auf Erlenholzpfählen, die durch eine 2,50 m starke Sandschicht hindurch in dem darunter befindlichen Kies steckten.

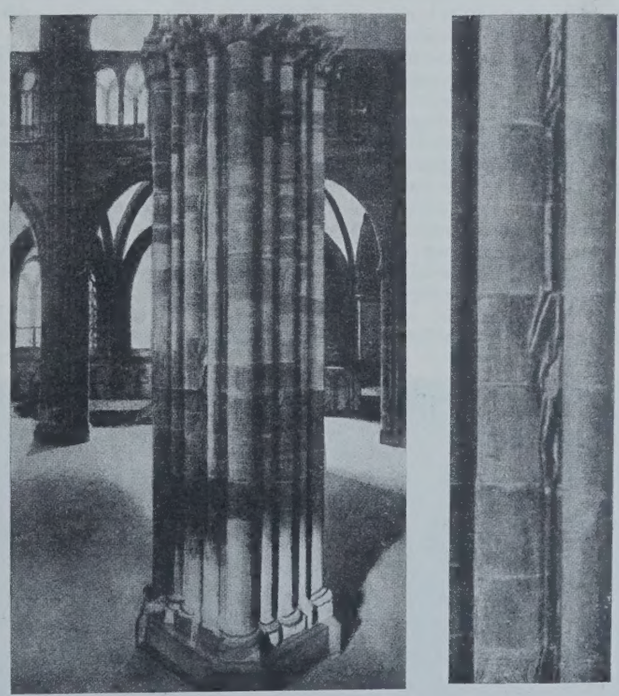


Abb. 2. Absplitterungen am Schaft des Pfeilers *B*.

Die in Abb. 2 dargestellten Zerstörungen mußten, da ein Nachgeben der Gründung nicht nachzuweisen war, auf andere Ursachen zurückgeführt werden. Sie hatten ihren Ursprung an der Ostseite, liefen diagonal durch den Pfeiler und endeten in dem Kapitell der West-, also der dem Pfeiler *A* zugekehrten Seite.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 6 u. f.

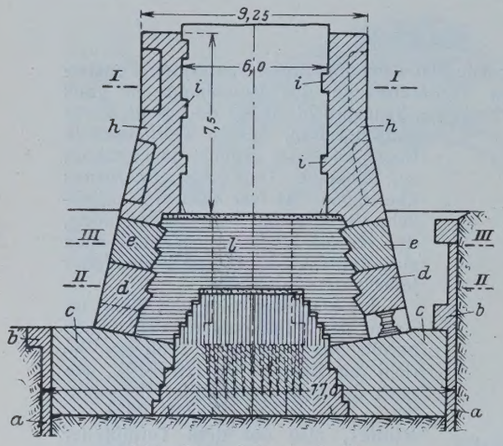


Abb. 3a. Achsenschnitt.

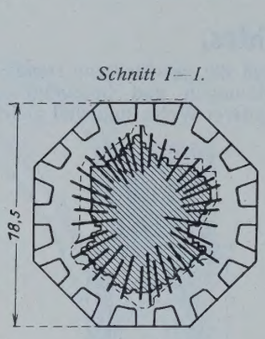


Abb. 3b.

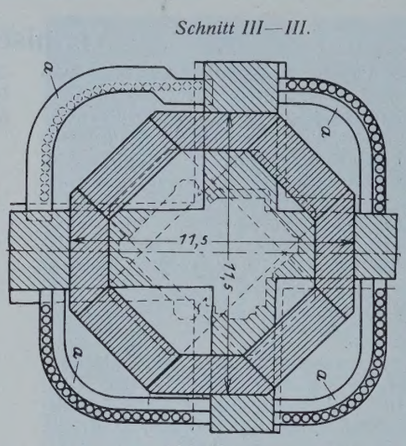


Abb. 3c.

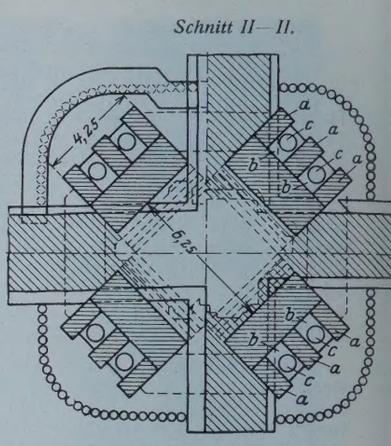


Abb. 3d.

Schnitte durch die Gründung des Turmpfeilers.

Eine örtliche Untersuchung bestätigte die Annahme, daß die Gründung des Pfeilers *A* nachgegeben und infolgedessen dieser sich gesenkt hatte: Nach Abb. 3c liegt er über zwei sich kreuzenden alten Fundamentmauern des romanischen Baues, die, wie bereits ausgeführt, schon an und für sich zu schwach sind.

Ferner hat man sich, obschon die Abmessungen dieses neuen Pfeilers erheblich größer sind als die der früheren, im 13. Jahrhundert damit begnügt, einen Unterbau für ihn dadurch zu schaffen, daß man einige Schichten Werksteine nach außen auskragend aufmauerte; ihre Ausladung beträgt etwa 1,5 bis 2,0 m. Vorher hatte man die Oberfläche der alten romanischen Grundmauer durch eine etwa 20 cm starke Erdschüttung abgeglichen; ferner wurde das alte Mauerwerk des romanischen Pfeilers einfach in den neuen gotischen mit einbezogen, und dieser schloß beiderseits an die alte damals noch stehende romanische Mauer an. Als dann der Pfeiler *A* höher geführt wurde, trug der damalige Baumeister seiner mangelnden Standsicherheit dadurch Rechnung, daß er den in Abb. 1 schraffierten Teil voll mauerte und durch einen Strebepfeiler einen Teil der Turmlast auf den Pfeiler *B* übertrug. Zu allem anderen beraubte der Abbruch des romanischen Außenmauerwerkes, der gegen Ende des 14. Jahrhunderts stattfand, den Turmpfeiler der ihm hierdurch bisher zuteil gewordenen Unterstützung, anderseits wurde seine Belastung durch den Aufbau des neuen Turmes stark vermehrt. Diese Überlastung, im Verein mit den durch die Umbauten veranlaßten Erschütterungen, ergab im Laufe der Zeit die Schäden, die bereits im 17. Jahrhundert von Heckler bemerkt wurden, ohne daß dieser damals freilich die eigentliche Ursache zu ergründen vermochte.

Die von dem Turmpfeiler auf die Grundmauern übertragene Gesamtlast beträgt etwa 8000 t oder rd. 29 kg/cm², überschreitet also das zulässige Maß sehr erheblich. Die Druckbeanspruchung wird aber noch größer, wenn man sich vorhält, daß sie keineswegs von der ganzen Oberfläche des alten romanischen Fundamentes aufgenommen wird. Die auf dieses aufgebrachte Erdschicht erzielte nämlich keineswegs eine völlig ebene Oberfläche, im Gegenteil blieben zahlreiche Unebenheiten, die zu Rissen und — namentlich an der vorerwähnten Kreuzung bei den Mauern — zu einer vollständigen Loslösung des Mauerkörpers führten. Der als Baugrund dieser alten Fundamente dienende Sandboden, überdies geschwächt durch die Lücken der völlig verfaulten Erlenpfähle, war der Überlastung ebenfalls nicht gewachsen und gab nach. Dieses Nachgeben veranlaßte eine Senkung des Turmpfeilers *A* und damit eine teilweise Übertragung seiner Belastung auf benachbarte Tragteile, also auf die Außenmauern und den Pfeiler *B*.

Das Münsterbauamt war auf Grund dieses in eingehenden Untersuchungen gewonnenen Befundes völlig im klaren darüber, daß eine bloße Ausbesserung dieses einen Pfeilers völlig ungenügend bleiben, daß man vielmehr an die Behebung der Ursachen gehen müsse, deren letzte Auswirkung die Beschädigung dieses Bauteils doch nur bildete.

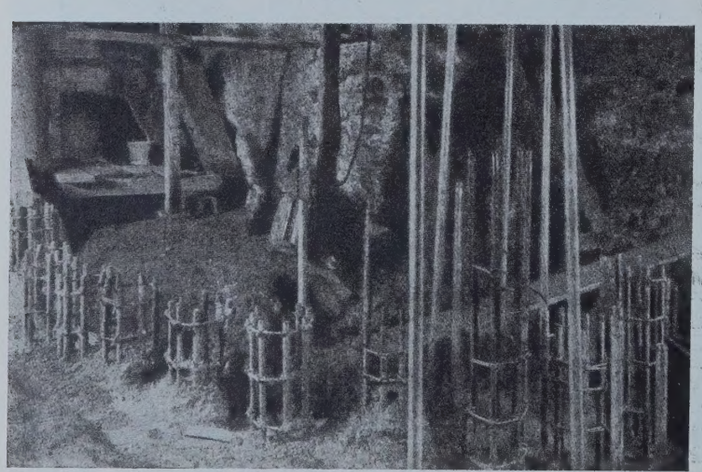


Abb. 4. Eisenbetonpfähle um die alte Gründung des Turmpfeilers *A*.

Nach den von Knauth, dem verdienten Leiter des Münsterbauamts, in gemeinsamer Arbeit mit Direktor H. Schürch, dem Leiter der Eisenbetonfirma Züblin, und mit einer weiteren Straßburger Baufirma aufgestellten Plänen wurden dann 1909 bis 1911 die Bogen und Gewölbe abgesteift, um die gefährdeten Pfeiler möglichst zu entlasten. Alsdann wurde die Erdschicht zwischen dem alten romanischen und dem späteren gotischen Grundmauerwerk durch Beton ersetzt und auch die Risse und Höhlungen des ersteren mit Preßzement gedichtet. Die Verringerung der viel zu hohen Bodenbeanspruchungen von 13 kg/cm² auf den zulässigen Wert von 5 kg/cm² erforderte eine Verbreiterung der Gründung, die damit in bedenkliche Nähe derjenigen der Turm-Außenmauern rückte.

Vor der weiteren Untersuchung des Bodens wurden alsdann auch die Außenmauern sorgfältig abgesteift und, um die Erschütterungen bei dem Rammen von Spundwänden zu vermeiden, rings um den Turmpfeiler ein dichter Ring von Eisenbetonpfählen von 40 cm Durchm., etwa 3,5 m tief in den tragfähigen Kies eingebracht und ihre Köpfe durch einen Eisenbetonholm verbunden (Abb. 3c u. d und Abb. 4). Erst dann schritt man zu der eigentlichen Neugründung selbst, die nach Abb. 3a bis d in folgender Reihenfolge ausgeführt wurde:

Zwischen Mauer und Pfeilerfundament ordnete man (Abb. 3a) einen nahezu kreisrunden Unterbau *c* in Eisenbeton an, der auf dem tragfähigen Kiesboden aufsaß und unter dem alten romanischen Gemäuer durchging; er wurde mit Hilfe unterirdischer Stollen von 1 bis 1,5 m Breite, 2,5 m Höhe und 3,12 m Länge ausgeführt.

Auf diesem Unterbau, jedoch nicht mit ihm verbunden, erhob sich eine abgestumpfte und hohle achtseitige Eisenbetonpyramide *d, e*: Die vier zu den Seiten des romanischen Fundaments senkrechten Seiten dieser Pyramide umschließen jenes Fundament; jedoch so, daß seine spätere Beseitigung möglich ist. Im unteren Teil der vier anderen Seiten sind nach Abb. 3a u. d je zwei Aussparungen zur Aufnahme von Schraubenwinden für 600 t Tragkraft gelassen, die sich gegen den Unterbau *c* stützen. Die Innenseite der Pyramide ist mit Verzahnungen versehen zur Verbindung mit dem neuen, an Stelle des alten romanischen tretenden Eisenbetonpfeilerunterbaues *l*. Die Pyramide, die nach Abb. 1 sich bis über den Fußboden des Münsters erhebt, überträgt auf ihre Grundfläche das Eigengewicht ihrer Eisenbetonkonstruktion und die Last des Turmpfeilers *A*, insgesamt etwa 8000 bis 10 000 t. Als ihre Fortsetzung — und wie sie in Eisenbeton — erhebt sich auf dieser Pyramide die neue achteckige, (Abb. 3b), den alten Pfeiler ummantelnde Eisenbetonkonstruktion, 7,5 m hoch bis zur Höhe des Kapitells (vergl. Abb. 1).

Die Übertragung der Last des alten Pfeilers auf den Unterbau dieses Eisenbetonmantels wird einmal vermittelt durch die Haftfestigkeit zwischen diesem und dem alten Pfeilermauerwerk und die infolge des Schwindens beim Beton entstehende Reibung, ferner durch die zu erwartende Dehnung des Pfeilermauerwerkes, dessen Druckelastizitätsmaß erheblich geringer ist als das des Betons. Endlich jedoch und vor allem durch in das Pfeilermauerwerk einbindende Zähne *i* der Ummantelung und durch die etwa 600 Rundeisenanker, die tief in den alten Pfeiler einbinden und mit der Bewehrung des Mantels verbunden sind (Abb. 3b).

Die Schraubenwinden (Abb. 3d) vermitteln die Lastverteilung auf den Unterbau, wobei das erste Haupterfordernis darin bestand, keinerlei Druck auf den Schwerpunkt des Pfeilers auszuüben. Die erste Inbetriebnahme der Winden geschah unter 250 t Druck, da das zunächst zu belastende Achteck ja kaum die Hälfte der gesamten Tragfläche darstellt. Alsdann schritt man abschnittweise und mit Hilfe von Stollen zum Ersatz der noch zwischen dem äußeren Ring der neuen Gründung und dem achteckigen Unterban des Pfeilermantels befindlichen Sandmassen durch ein Eisenbetonmassiv, worauf das weitere Anziehen der Schraubenspindeln auf den vollen Druck von 500 t die Übertragung der vollen Turmpfeilerlast auf die neue Gründung und die Entlastung der alten geborstenen Grundmauern vermittelte. Diese wurden alsdann entfernt und durch eine vierarmige Eisenbetonkonstruktion ersetzt, deren Achsen (Abb. 3d) diagonal zu denen des alten sich kreuzenden romanischen Mauerwerks liegen. Sie

ruht auf dem neuen Eisenbetonunterbau, bindet in dessen Verzahnung ein und bildet den eigentlichen Träger des Pfeilers *A*.

Nach sorgfältiger Ausbetonierung aller etwa noch verbleibenden Zwischenräume und Fugen wurden die Winden entlastet, entfernt und die für sie gelassenen Lücken geschlossen. Dann erst wandte man sich dem Pfeiler *B* zu, dessen Zerstörungserscheinungen seinerzeit den Anstoß zu den umfassenden Neugründungsarbeiten gegeben hatten, fing die von ihm getragenen Gewölbe durch eine Eisenbetonkonstruktion ab, entfernte das geborstene Mauerwerk und mauerte ihn völlig neu wieder auf.

Heute bleibt nur die Entfernung des über dem Fußboden befindlichen Teils der Ummantelung des Turmpfeilers auszuführen sowie die Wiederherstellung seiner Außenfläche, die Entfernung der Gerüste und Absteifungen, endlich die Wiederaufstellung der berühmten Orgel von Silbermann und die Verglasung der Fenster des Münsterschiffes.

Als eine Folge der Novemberereignisse von 1918 wurde auch der bisherige Leiter der Arbeiten, Knauth, dessen Verdienste durchweg anerkannt sind, durch einen französischen Nachfolger, C. Dauchy, ersetzt, dessen Veröffentlichung in Génie Civil vom 21. November 1925 die vorstehenden Mitteilungen entnommen sind. Kittel.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1925/26. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt [1]	Davon: Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1083	41	863	1987 (1473)	1874	113	—
Berlin . . .	3704	140	384	4228 (4045)	—	—	—
Braunschweig .	1028	79	244	1351 (1177)	1211	140	
Breslau . . .	998	35	32	1065 (1087)	—	—	
Danzig . . .	1530	57	196	1783 (1540)	[895 [3])	522	170][4])
Darmstadt . .	2323	40	260	2623 (2506)	2355	268	
Dresden . .				(2764)			
Hannover . .	2249	82	204	2535 (2267)	2378	157	
Karlsruhe . .	1313	39	135	1487 (1401)			
München . .	4374	121	145	4640 (4392)	4337	136	167
Stuttgart . .	1960	—	423	2383 (2107)	2239	144 [2])	

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1925. — [2]) Einschl. Auslandsdeutschen. — [3]) Darunter 184 Danziger. — [4]) a) u. b) zusammen.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Pharmazie	Techn. Physik, Mathematik Naturwissenschaft, Wirtschaftswissenschaft
Aachen . . .	81	55	235	136	86	—	24
Berlin . . .	332	235	1244	832	300	—	76
Braunschweig .	93	74	374	163	162	122	40
Breslau . . .	—	—	373	203	120	—	64
Danzig . . .	226	104	538	328	97	—	87
Darmstadt . .	230	184	830	628	136	24	291
Dresden . .							
Hannover . .	259	149	1034	552	176	—	79
Karlsruhe [5]) .	184	105	492	342	182		47
München . .	416	293	2243		437	—	729
Stuttgart . .	215	258	740	314	256	29	122

[5]) a) u. b) zusammen.

Außerdem: Bergbau: Aachen 169, Berlin 353, Breslau 80. — Hüttenkunde: Aachen 297, Berlin 137, Breslau 158, Stuttgart 26. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau: Berlin 195, Danzig 150. — Landwirtschaft: München 256.

Die Verwendung des Gurtförderers im Kanalbau ermöglicht nach den sich schnell mehrenden Beispielen von amerikanischen Baustellen oft — und gerade unter schwierigen örtlichen Verhältnissen — eine weit schnellere und wirtschaftlichere Bauausführung als die bisher üblichen Fördermittel.

So war nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 10. Dezember 1925 über die Betonierung der Sohle und der Böschungen des als Hauptentwässerungskanal auszubauenden Des Peres River bei St. Louis für die Betonförderung zunächst die Anlage einer Schmalspurbahn längs der beiden Kanalufer ins Auge gefaßt worden. Sie war jedoch wegen des beschränkten Baugeländes nicht möglich; ebenso mußte man wegen der besonderen Gelände- und Vorflutverhältnisse von einer Förderung längs der Kanalsohle absehen, da diese im Falle starker Regenfälle in kurzer Zeit 1,5 bis 5,0 m hoch unter Wasser stehen konnte. Ferner wurde an die Verwendung von Gießtürmen und die Einbringung des Betons durch fahrbare Schwenkkrane gedacht; nach eingehendem Kostenvergleich entschied man sich jedoch — als am wirtschaftlichsten — für die Gurtförderung. Abb. 1 gibt einen Querschnitt des neuen Sammlers mit 30 m oberer Weite, 12 m Sohlenbreite und 6 m Tiefe; Abb. 2 zeigt die von einem Ufer aus bediente Gurtförderanlage, die sich auf ein im Kanalbett aufgestelltes fahrbares Gerüst stützt und das andere Ufer völlig frei läßt. Sie wird von einem 5-PS-Motor angetrieben, hat eine Laufgeschwindigkeit von etwa 60 m/Min. und fördert bis 100 t Beton in einer Stunde. Die Gurtbreite beträgt 40 m, die Länge etwa 21 m, das Gesamtgewicht etwa 3 t; die in Abb. 2 gut sichtbare Schüttrinne kann an jeder Stelle des Gurtes angesetzt werden, die ganze Anlage erfordert zu ihrer Bedienung 12 Mann und hat bisher reibungslos und allen Erwartungen entsprechend gearbeitet. Ki.

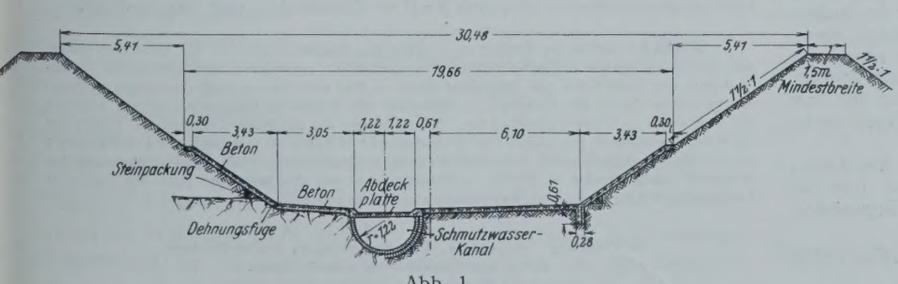


Abb. 1.

Abb. 2.

Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam. In der „Bautechnik" 1925, Heft 28, S. 385, wurde das Ergebnis eines Preisausschreibens für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam besprochen. Außer dem preisgekrönten Entwurf (doppelte Klappbrücke) der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, gemeinsam mit der Baufirma Grün & Bilfinger in Mannheim und dem Architekten ir. Albert H. van Rood im Haag, hatte auch der Entwurf von ir. J. Emmen in Rotterdam (Hubbrücke mit schweren Türmen aus Eisenbeton) die besondere Aufmerksamkeit auf sich gelenkt. Dies hatte den Stadtbaumeister veranlaßt, beide Entwürfe einer näheren Betrachtung und einer Umarbeitung — gemeinsam mit den Entwurfsverfassern — zu unterziehen. Zuletzt wurde aber doch die doppelte Klappbrücke bevorzugt, so daß diese zur Ausführung gelangen soll, nachdem noch einige Änderungen in architektonischer Hinsicht vorgenommen sind. Zur Herstellung einer Notbrücke ist inzwischen beim Gemeinderat eine Ausgabe von 150 000 holl. Gulden beantragt worden.

In seiner Sitzung vom 19. Februar hat sich der Gemeinderat nach eingehenden Beratungen, wobei sich eine starke Strömung zugunsten des Entwurfs Emmen zeigte, mit 26 gegen 17 Stimmen für die Ausführung des Entwurfs Augsburg-Nürnberg entschieden. C. D.

Die 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin begann am Vormittage des 4. März mit einer Zusammenkunft der Mitglieder, die den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet war. Der Nachmittag dieses Tages und die folgenden Tage sahen etwa 800 Teilnehmer an den Vorträgen und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art versammelt.

Die bereits in der „Bautechnik" 1926, Heft 6, S. 79, mitgeteilte Tagesordnung und die Reihenfolge der Vorträge konnten im wesentlichen eingehalten werden. Bei Eröffnung der Versammlung stellte der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. ehr. Hüser, mit Genugtuung fest, daß die diesjährige Tagung insofern unter günstigeren Verhältnissen als die früheren steht, als nunmehr endlich die erste Besatzungszone geräumt ist und damit wenigstens ein Teil des Rheinlandes von einem äußeren und geistigen Druck befreit ist, von dem Unbeteiligte sich kaum einen Begriff zu machen vermögen. Auch die beginnende Genfer Tagung und der bevorstehende Eintritt Deutschlands in den Völkerbund bieten wenigstens die Möglichkeit, einen Teil seiner Lasten zu erleichtern.

Auf wirtschaftlichem Gebiete freilich bezeichnete der Vorsitzende die Lage so ungünstig wie möglich: Das Jahr 1925 ist wohl eines der schwersten für die deutsche Industrie gewesen, und bessere Aussichten für 1926 sind noch nicht sicher.

Alsdann erhielt die Versammlung Kenntnis von dem Anschluß des Österreichischen Beton-Vereins an den deutschen Verein, der von diesem auch dadurch zum Ausdruck gebracht ist, daß er den Senior des österreichischen Betonbaues, den nunmehr 80jährigen Viktor Brausewetter,[1]) zum außerordentlichen Vorstandsmitgliede ernannt hat. Ferner hat der Deutsche Beton-Verein den Geh. Baurat de Thierry, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, zum beratenden Mitgliede gewählt. Endlich erfuhr die Versammlung am zweiten Vortragstage durch Prof. Spangenberg-München die wohlverdiente Ehrung der Herren Kommerzienrat Josef Rank und Geheimen Kommerzienrat Franz Wörner, die von der Technischen Hochschule München zu Doktor-Ingenieuren ehrenhalber ernannt worden sind, wobei die großen Verdienste Ranks um die Einführung des technisch wichtigen Gußbetonverfahrens und die Verdienste Wörners um die Schaffung großer deutscher Monumentalbauten hervorgehoben wurden.

Den ersten Vortrag hielt Dr.-Ing. Alfred Mehmel von der Technischen Hochschule Karlsruhe über

„Die Einwirkung von wiederholten Druckbeanspruchungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton".

Nach einer allgemeinen Einführung auf das Gebiet der Ermüdungserscheinungen ging der Vortragende auf die Besonderheiten der Problemstellung bei Beton und Eisenbeton ein. Die von ihm in dem Institut für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe durchgeführten Untersuchungen beschäftigen sich mit der Einwirkung häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf die Elastizität und Festigkeit von Beton.

Der Vortragende erläuterte an Hand von Lichtbildern sodann die Versuchseinrichtung und die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen. Die Untersuchungsverfahren waren vorwiegend auf Feinmessungen von Längenänderungen aufgebaut; sie gestatteten wertvolle Einblicke in die Veränderungen, die das Material während der Lastwiederholungen erleidet. Ihr Ergebnis kann kurz folgendermaßen zusammengefaßt werden: Druckbeanspruchungen unterhalb einer gewissen Grenze, bei den in Deutschland vorgeschriebenen Sicherheiten also etwa bei zwei- bis dreifacher Gebrauchsspannung, sind auch bei häufiger Wiederholung ohne Einfluß auf die Festigkeit. Die elastischen Eigenschaften des Betons werden dabei in einer gewissen Analogie mit wiederholt beanspruchtem oder auch kaltgerecktem Eisen so verändert, daß die Veränderung für im Sinne der Festigkeitslehre „allmählich" aufgebrachte Lasten als günstig zu bezeichnen ist. In bezug auf stoßweise aufgebrachte Lasten sind zwei gegenläufige Einflüsse der Lastwiederholungen zu beobachten: Der Verringerung des plastischen Formänderungsvermögens steht die Verkleinerung des Elastizitätsmaßes gegenüber.

Druckbeanspruchungen oberhalb einer gewissen Grenze bringen bei einer genügenden Zahl von Wiederholungen den Beton zum Bruch. Es wird ein Kriterium angegeben, das gestattet, die Ermüdung des Betons vor Eintreten des Ermüdungsbruches festzustellen.

Im zweiten Vortrag brachte Herr Regierungsbaumeister Schmidt von der Firma Hüser & Cie.

Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite.

Die Brücke II im Wahnbachtal der Straße Siegburg—Much überbrückt eine Öffnung von 70 m mit einem Dreigelenkbogen aus Stampfbeton in Mischung 1 : 1 : 5 von 68,30 m Spannweite. Die Pfeilhöhe beträgt 7,90 m und somit der Stich $\frac{1}{8{,}65}$. Die Fahrbahn, die für Menschenlast von 0,45 t/m², Dampfwalze von 23 t und Lastkraftwagen von 9 t (DIN 1072) berechnet ist, hat eine Breite von 6 m, beiderseits sind Bürgersteige von 1,75 m Breite angeordnet. Fahrbahn und Bürgersteige werden durch Eisenbetonstützen, die auf den Bogen gesetzt sind, getragen. Die Gewölbebreite beträgt 8,50 m. Die Bogenstärken betragen im Scheitel 1,15 m, in $^1/_4$ der Spannweite 1,45 m, im Kämpfer 1,25 m. Die ungünstigste Lastenstellung erzeugt eine größte Druckbeanspruchung von 45 kg/cm².

Die Gelenke sind als Eisenbetonwälzgelenke ausgebildet und erhalten rechnungsmäßig eine größte Druckbeanspruchung von 216,5 kg/cm². Sie wurden mit hochwertigem Zement hergestellt, wobei die Vorversuche nach 24 Stunden eine mittlere Druckfestigkeit von 278,52 kg/cm², nach 7 Tagen eine Druckfestigkeit von 920 kg/cm² ergaben.

Da bei dem Abbindungsvorgange des hochwertigen Zementes hohe Temperaturen entstehen, wurden Wärmemessungen an einem Gelenkstein vorgenommen. Dabei ergab sich, daß die höchste Temperatur nach 20 Stunden erreicht wurde und 10 Stunden konstant blieb. Die höchste Temperatur herrschte im Innern des Gelenksteins, sie war um rd. 20 ° höher als in der Nähe der Kanten. Der Unterschied im Innern gegenüber der Außentemperatur betrug 43 ° und der der Kanten- gegenüber der Außentemperatur 23 °. Es lag somit die Gefahr nahe, daß infolge dieser ungleichmäßigen Erwärmung im Innern Ungleichmäßigkeiten entstanden seien. Um hierüber Gewißheit zu haben, wurde ein Gelenkstein gesprengt, und dabei zeigte sich, daß der Beton von den Außenflächen bis zum Kern ein einheitliches, glattes Gefüge aufwies. Die Eiseneinlagen waren sämtlich vom Beton fest umschlossen.

Der Absenkung des Lehrgerüstes, die mit Hilfe von Sandtöpfen stattfand, wurde ganz besondere Aufmerksamkeit zugewandt und bei diesem Vorgange stets im Auge behalten, daß dabei jede Bogenhälfte eine Drehung um den Kämpfer ausführen muß. Die in dieser Hinsicht getroffenen Maßnahmen und Vorbereitungen, die näher erläutert wurden, hatten einen in jeder Weise einwandfreien Erfolg. Es wurden während des ganzen Vorganges sowohl als auch hinterher nicht die geringsten Unregelmäßigkeiten beobachtet. Die vorher angenommenen Veränderungen und Einsenkungen, die der Berechnung zugrunde gelegt wurden, ergaben gegenüber den tatsächlich festgestellten Aenderungen nach der Absenkung eine sehr gute Übereinstimmung. (Fortsetzung folgt.)

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 42, S. 605, sowie Beton u. Eisen 1925, Heft 17.

Berichtigungen der Bestimmungen 1925 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sind uns von maßgebender Stelle zugegangen. So ist beispielsweise im Teil A, § 17 Ziff. 8 (Seite 22 der amtlichen Ausgabe) der Absatz b) in c) abzuändern und davor der neue Absatz b) einzufügen:

„b) Der in den Gleichungen für die Feldmomente auftretende Faktor ν berücksichtigt die Wirkung der Drillungsmomente. Die obigen Werte für ν dürfen nur dann eingesetzt werden, wenn für die Aufnahme der Drillungsmomente durch Bewehrungseisen Sorge getragen ist; andernfalls ist $\nu = 1$ zu setzen."[1])

Auch die übrigen vom Deutschen Ausschuß genehmigten Berichtigungen, die hier wegen Raummangels nicht wiedergegeben werden können, sind mehr oder weniger von Bedeutung. Alle Berichtigungen sind sorgfältig berücksichtigt in einer zweiten Auflage der „Bestimmungen 1925", die in Kürze im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn zur Ausgabe gelangen wird.

Die Schriftleitung.

[1]) Vergl. Beton-Kalender 1926, I. Teil, S. 295, Fußnote 1.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Anlage zum Gewinnen von Wasserkräften aus den Niederschlagmengen, insbesondere an hochgelegenen Orten (Kl. 84a, Nr. 419 851 vom 31. 12. 1924 von Jodokus Plöger in Berlin-Wittenau). Das Niederschlaggebiet wird eingeebnet und mit Beton, Ton usw. gegen Versickerung abgedichtet; dann wird es mit künstlichen Gerinnen — Kanälen, Rohren — versehen, die das Niederschlagwasser in Kammern oder Vertiefungen sammeln, aus denen es durch Druckleitungen den Kraftwerken zugeführt wird. Das Verfahren gestattet die Ausnutzung der Niederschläge fast jeden Höhenzuges und ist selbst für Bergspitzen mit künstlichen Schneeschmelzen anwendbar.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Alfred Lange, bisher bei der Betriebsdirektion 1 Leipzig, als Dezernent zur R. B. D. Dresden, die Reichsbahnräte Passmann gen. Middeldorf, bisher beim E. B. A. 3 Dortmund, zum E. B. A. 1 Essen, Georg Neumann, bisher bei der R. B. D. Essen, zur R. B. D. Stettin, Schwager, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Halberstadt, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Braunschweig, Poppe, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Opladen, als Werkdirektor zum E. A. W. Recklinghausen, der Reichsbahnbaumeister Kurt Böhme, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Opladen.

Überwiesen: der Reichsbahnrat Rosenberg, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Berlin-Grunewald, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Berlin.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnrat Paul Neubert, Mitglied der R. B. D. Oppeln.

Baden. Versetzt: die Bauräte E. Reuß in Sinsheim zur Wasser- und Straßenbaudirektion und J. Throm in Mosbach als Dienstvorstand zum Wasser- und Straßenbauamt Sinsheim.

Bayern. Ernannt sind in etatsmäßiger Eigenschaft: der Regierungsbaurat 1. Kl. der Regierung von Oberfranken K. Bundschuh zum Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Speyer und der Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Speyer E. Risser zum Regierungsbaurat 1. Kl. der Regierung von Oberfranken.

Berufen sind in gleicher Diensteigenschaft: der Regierungsbaurat des Ministeriums des Innern O. Falkner v. Sonnenburg als Bauamtmann an das Straßen- und Flußbauamt Simbach mit Dienstsitz in Passau und der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Landshut E. Zehrer als Regierungsbaurat in das Ministerium des Innern.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Ludwig Winterhoff, Paul Otto, Joachim Queisner (Wasser- und Straßenbaufach); Gerhard Weiler (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Anton von Rieppel †. — Über die Hochwasserführung der deutschen Ströme und die Minderung der Hochwasserschäden. — Ausbau der preußischen Seehäfen. — Die Tunnelüstungen von Franz Ržiha und von Alfred Kunz. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Maßnahme des Reichsverkehrsministeriums zur Belebung der Wirtschaft. — Wiederherstellung der Pfeilergründung am Straßburger Münster. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1925/26. — Verwendung des Gurtförderers im Kanalbau. — Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Berichtigungen der Bestimmungen 1925 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 19. März 1926 — Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bauzugbetrieb.

Von Dr.-Ing. **Wilhelm Müller,** ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Einleitung.

Für den Bauzugbetrieb sind bisher noch keine Berechnungsweisen bekanntgegeben worden, bei denen Kesselbeanspruchung, Leistung, Zuggewicht, Längenprofil, Fahrzeit und Kohlenverbrauch durch logischen Zwang miteinander verbunden sind. In dieser Hinsicht bringt auch das beachtenswerte Buch von Dr.-Ing. H. Eckert „Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten" keinen Fortschritt. Man berechnet zwar die Zugkraft der Lokomotiven aus dem mittleren Zylinderdruck und dem Reibungsgewicht, sowie das Gewicht des Bauzuges, falls man es nicht aus anderen Erwägungen als gegeben annimmt, nimmt aber die Geschwindigkeit, die doch von der Lokomotivleistung und den Lauf- und Streckenwiderständen abhängig ist, gefühlsmäßig an. Infolgedessen steht der Fahrplan des Bauzuges in keinem Zusammenhang mit der Lokomotivleistung und den genannten Widerständen. Den Kohlenverbrauch rechnet man zwar durch Vervielfältigung der Zugförderungsarbeit mit einem Verbrauchswert für die Arbeitseinheit (PS · Std.), den Einheitswert für den Brennstoffverbrauch hat man aber summarisch ermittelt aus dem Gesamttagesverbrauch, ganz gleichgültig, ob die Lokomotive mit Volldampf, mit gedrosseltem oder abgestelltem Dampf fuhr, oder ob sie stillstand.

Der sogenannte Praktiker wird wohl einwenden, daß eine Erhöhung der Genauigkeit für derartige von vielen anderen Zufälligkeiten abhängige Ermittlungen wenig Wert habe, der im Wettbewerbskampfe stehende Ingenieur wird aber eine die Eigenart des Bauzugbetriebes schärfer erfassende Berechnungsweise begrüßen, nicht allein um genauer kalkulieren zu können, sondern um auch den Bauzugbetrieb zur Verminderung der Selbstkosten wirtschaftlicher zu gestalten. Das nachstehende Verfahren, das den obenerwähnten logischen Zusammenhängen Rechnung trägt, beruht auf der Betriebscharakteristik der Dampflokomotive.

II. Betriebscharakteristik.

Die Betriebscharakteristik gibt für die einzelnen Umdrehungsgeschwindigkeiten der Triebräder und für die in Frage kommenden Zylinderfüllungen den Dampfverbrauch für eine Stunde bei den verschiedenen Leistungen an. Sie wurde zuerst von Strahl in seinem Werke: „Einfluß der Steuerung auf Leistung der Heißdampflokomotiven" für preußische Maschinen aufgestellt. In ähnlicher Weise soll sie nunmehr für die zweizylindrigen Naßdampfzwillingslokomotiven mit der meist üblichen 900-mm-Spur angegeben werden, und zwar dürfte man hier ebenso wie Strahl für die preußischen Heißdampflokomotiven mit einer Betriebscharakteristik für die genannten Bauzuglokomotiven auskommen.

Wie Strahl die Betriebscharakteristik für 100 l Zylinderinhalt aufgestellt hat, so soll im vorliegenden Verfahren diese bei den entsprechend kleineren Bauzuglokomotiven für 25 l Zylinderinhalt angegeben werden. Durch Vervielfältigung der Werte für Dampfverbrauch und Leistung mit $J:25$, wo J in l der Zylinderinhalt ist, erhält man die entsprechenden Zahlen für die betreffende Lokomotivgattung.

Bei den geringen Geschwindigkeiten der Bauzüge genügt es, die Betriebscharakteristik für die sekundlichen Umdrehungszahlen $n = 1$, 1,5 und 2 aufzustellen. Die Berechnungsweise der in Abb. 1 dargestellten Betriebscharakteristik sei kurz dargelegt. Der Dampfverbrauch für eine Stunde sei $Q = H\,q$ kg/Std. Hier ist H in m² die wasserberührte Heizfläche, q in kg/m² · Std. die Kesselbeanspruchung, d. h. die auf 1 m² Heizfläche stündlich erzeugte Dampfmenge. Für den Zylinderinhalt 25 l ist entsprechend $Q_{25} = \frac{H\,q \cdot 25}{J}$. Zwischen Dampfverbrauch und Leistung besteht die Beziehung $Q : D_i = N_i$ PS. Es ist N_i PS die indizierte Leistung, D_i kg/PS · Std. der entsprechende Dampfverbrauch für die Arbeitseinheit. Nun ändert sich aber nicht allein die Leistung, sondern auch der Dampfverbrauch mit den verschiedenen Geschwindigkeiten und Zylinderfüllungen.

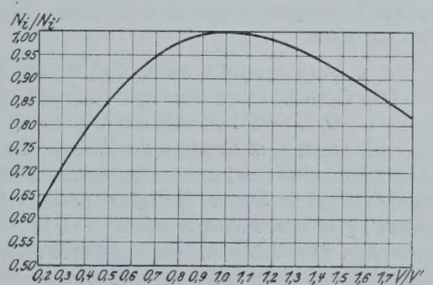


Abb. 1.

Das Änderungsgesetz der Leistung mit den verschiedenen Geschwindigkeiten unter Berücksichtigung der zugehörigen Füllungen wird durch das sogenannte Leistungsgefälle, das für alle Lokomotivgattungen und Kesselbeanspruchungen mit guter Annäherung gültig ist, angegeben (Abb. 2, vergl. Hanomag-Nachrichten Heft 87, S. 6). Die Höchstleistung und die

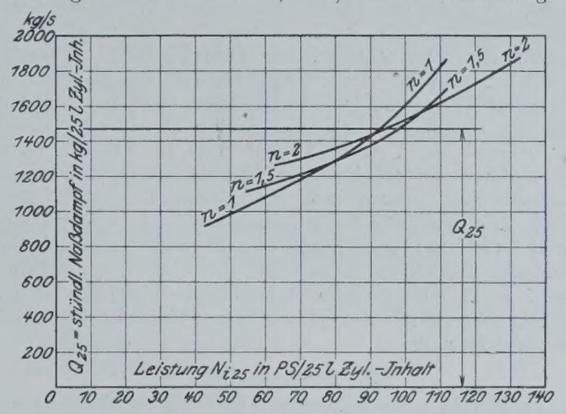


Abb. 2.

zugehörige Geschwindigkeit, die sogenannte günstigste, haben die Größe 1. Die günstigste Geschwindigkeit kann man aus der allgemeinen Beziehung $N_i' = \frac{Z_i'\,V'}{270}$ PS berechnen. Hierbei ist für eine zweizylindrige Zwillingsmaschine $Z_i' = \frac{d^2\,h}{D}\,p_{im}'$, und es ist dann $V' = \frac{270\,N_i'}{Z_i'}$. Es ist d der Zylinderdurchmesser, h der Kolbenhub, D der Triebraddurchmesser, p_{im}' der mittlere indizierte Zylinderdruck bei der kleinsten Füllung. Lihotzki hat die Werte p_{im}' bei den verschiedenen Füllungen und Umdrehungsgeschwindigkeiten in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1915, Heft 26 bis 28, für Heißdampfzwillingslokomotiven angegeben, die sich für Naßdampfzwillingslokomotiven nach Metzeltin um 10 bis 15 % erhöhen. Es ist hiernach für den Füllungsgrad 0,2, die Dampftemperatur 180 ° und 12 at:

$n = 1$ $\quad p_{im}' = 1{,}15 \cdot 4{,}75 = 5{,}5$ at $\quad D_i' = 13 \cdot \frac{5{,}5}{4{,}3} = 16{,}7$ kg/PS · Std.

$n = 2$ $\quad$ „ $= 1{,}15 \cdot 4{,}1 = 4{,}7$ „ $\quad$ „ $= 13 \cdot \frac{4{,}7}{4{,}3} = 14{,}2$ „

$n = 3$ $\quad$ „ $= 1{,}15 \cdot 3{,}75 = 4{,}3$ „ $\quad$ „ $=$ 13 „

Die entsprechenden Dampfverbrauchszahlen mögen sich von der kleinsten für Baulokomotiven angenommenen $D_i' = 13$ kg/PS · Std. entsprechend obigen Werten erhöhen. Die den sekundlichen Umdrehungen n zugehörigen Bahngeschwindigkeiten sind $V = n \cdot 3{,}6\,D\,\pi$ km/Std., für den bei den Bauzuglokomotiven mit 900 mm Spur üblichen Triebraddurchmesser $D = 0{,}8$ m ist $V = 9$, 13,5, 18, 27 km/Std. für $n = 1$, 1,5, 2 und 3.

Für verschiedene Kesselbeanspruchungen q bezw. Q_{25} wurden nun die N_{i25}-Werte für $n = 1$, 1,5, 2 ausgerechnet. Trägt man diese Werte in einem rechtwinkligen Koordinatensystem als Abszissen auf, so erhält man durch Verbindung der Punkt für gleiche Umdrehungen n die drei Kurven der Betriebscharakteristik. Die Zwischenwerte von p_{im} und D_i erhält man durch Zwischenschaltung. Die Berechnung der Betriebscharakteristik sei für einige Punkte gezeigt.

Beispiel: Es sei $d = 30$ cm, $h = 40$ cm, $D = 80$ cm, $H = 42{,}2$ m², dann ist $J = 28{,}3$ l Zylinderinhalt. Für $q = 40$ kg/m² · Std. ist

$$Q = H\,q = 42{,}2 \cdot 40 = 1680 \text{ kg/Std.}$$

und $Q_{25} = 1680 \cdot \frac{25}{28{,}3} = 1470$, $\quad N_i' = Q : D_i' = 1680 : 15{,}3 = 110$ PS,

$N_{i25}' = 110 \cdot 25 : 28{,}3 = 98$ PS. Es ist

$$Z_i' = \frac{d^2\,h}{D}\,p_{im}' = \frac{30^2 \cdot 40 \cdot 5{,}1}{80} = 2300 \text{ kg.}$$

Dann ist $V' = \frac{270 \cdot 110}{2300} = 13{,}0$ km/Std. Für $V' = 13$ km/Std. sind also $p_{im}' = 5{,}1$ und $D_i' = 15{,}3$ aus obiger Zusammenstellung durch Zwischenschaltung gefunden.

Für die Höchstleistung bei $q = 40$ und $V = 13$ km/Std. erhält man aus Abb. 1 folgende Werte bei

$V = 9$	(13)	13,5	18
$V : V'$ 0,69	(1)	1,04	13,8
$N_i : N_i'$ 0,94	(1)	1	0,95
N_{i25} 92	(98)	98	93.

Die eingeklammerten Werte sind in Abb. 2 nicht eingetragen.

Diese Werte setzt man auf einer Wagerechten im Abstande $Q_{25} = 1470$ von der N_{i25}-Achse der Abb. 2 ab und erhält durch Wiederholung dieser Berechnung die anderen N_{i25}-Werte und durch Verbindung der Punkte für gleiche n-Werte die Betriebscharakteristik, also die Linien des Dampfverbrauches für 25 l Zylinderinhalt bei den verschiedenen Umdrehungen. Die unteren Endpunkte dieser Linien sind diejenigen für die Füllungen 0,1. In der Praxis wird in der Regel 0,2 als kleinste Zylinderfüllung angewendet, bei geringeren Leistungen wird der Dampf mit dem Regler abgedrosselt. Es ist nach Strahl, S. 57, gleichgültig, wie hierbei der kleinere Dampfdruck im Schieberkasten entstanden ist, ob durch Herabsetzung des Kesseldrucks oder durch Drosselung des Dampfes mit dem Regler, falls die Temperatur im Schieberkasten in beiden Fällen dieselbe ist. Wird der Dampfdruck mit dem Regler, also durch Drosseln vermindert, während die Umdrehungszahl und die Füllung unverändert bleiben, so nimmt mit abnehmender Schieberkastenspannung nicht nur der Dampfverbrauch, sondern auch die Leistung ab, letztere aber mehr als ersterer. Der spezifische Dampfverbrauch wird in diesem Falle wegen der Drosselverluste stets größer, wie aus der nach oben konkaven Form der Betriebscharakteristiken zu erkennen ist. Die Betriebscharakteristik nach Abb. 2 genügt als einzige wärmetechnische Unterlage für alle Naßdampfzwillingslokomotiven mit 900 mm Spur und wird daher zweckmäßig als Umdruck hergestellt.

III. Leistungslinie.

Eine gleichmäßige Beschickung des Rostes mit Kohlen ist eine notwendige Voraussetzung für einen sparsamen Kohlenverbrauch bei Erfüllung einer verlangten Leistung. Unregelmäßigkeit in der Feuerbeschickung führt zu Kohlenverschwendung. Man soll daher die Bewegung des Zuges, also den Fahrplan, aus den Lokomotivkräften einer möglichst gleichen Rostbeanspruchung bestimmen.

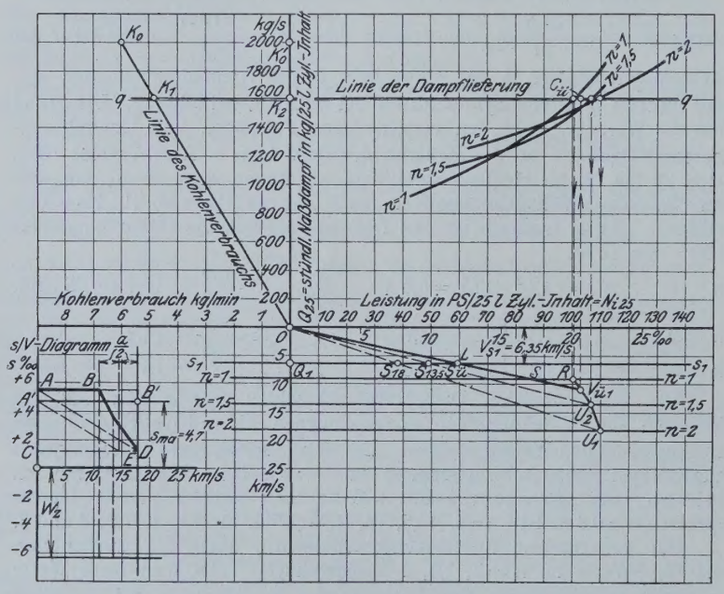


Abb. 3b. Abb. 3a.

Für die Erläuterung des Verfahrens sei daher angenommen, daß der Kessel einer bestimmten Bauzuglokomotive in einer Stunde bei gleichmäßiger Kesselbeanspruchung eine Dampfmenge $Q = H q$ liefern soll. Diese stündlich zu liefernde Dampfmenge ist, falls sie mit den Kurven des stündlichen Dampfverbrauches (Betriebscharakteristik) in Verbindung gebracht werden soll, um das Verhältnis $25 : J$ zu verkleinern. Es ist also $Q_{25} = H q \cdot \frac{25}{J}$. Zieht man nun (Abb. 3a) im Abstande Q_{25} von der wagerechten N_{25}-Achse eine Linie, so ist diese die Linie gleicher Dampflieferung, die die Dampfverbrauchskurven der verschiedenen Umdrehungen n schneidet. Die Schnittpunkte der Linie der Dampflieferung mit denen des Dampfverbrauches sagen aus, daß bei den Leistungen, die die Abszissen angeben, der Dampfverbrauch gleich der Dampflieferung ist. In der Praxis trifft dies niemals genau zu. Der Dampf wird also um diese mittlere wagerechte Linie schwanken.

Man pflegt die Leistungslinie über der Achse der Fahrgeschwindigkeiten darzustellen. Die Beziehung zwischen sekundlicher Umdrehung der Triebräder und der Fahrgeschwindigkeit ist

$$V = n D \cdot 3{,}6\,\pi = 9,\ 13{,}5,\ 18 \text{ km/Std.}$$
$$\text{für } n = 1,\ 1{,}5,\ 2 \text{ bei } D = 0{,}8 \text{ m.}$$

Diese Fahrgeschwindigkeiten trägt man senkrecht von der N_{25}-Achse nach unten ab und zieht durch die Teilstriche für V Wagerechte. Auf diese lotet man die zugehörigen Schnittpunkte der Dampflieferungslinie mit den Dampfverbrauchslinien und erhält durch Verbindung der Lotfußpunkte den von der indizierten Zylinderleistung abhängigen Teil $R U_1$ der Leistungslinie. Es ist nunmehr noch der Teil der Leistungslinie zu zeichnen, der von der konstanten Reibungszugkraft abhängt. Es ist diese $Z_r = G_r \mu$ kg. Die entsprechende Leistung ist $N_{r25} = \frac{G_r \mu V \cdot 25}{270 \cdot J}$. Trägt man diesen Wert im Punkte $V = 9$ km/Std. parallel zur N_{25}-Achse bis S ab und verbindet den Endpunkt S mit dem Koordinatennullpunkt (Abb. 3), so schneidet diese Linie, die wegen der linearen Veränderlichkeit von N_{r25} eine Gerade ist, den bereits gezeichneten Teil der N_{i25}-Linie in einem Punkte $V_{ü1}$, der den Übergang der Reibungszugkraft zur Zylinderzugkraft angibt. Die Leistungslinie $O V_{ü1} U_2 U_1$ ist damit aufgezeichnet. Es ist G_r das Gewicht auf den Triebachsen der Lokomotive und μ die Reibungsziffer.

IV. Gewicht des Bauzuges.

Zahl und Größe des Bauzuges sind so zu bemessen, daß insgesamt soviel Fassungsraum vorhanden ist, als der Bagger bei normaler ununterbrochener Tätigkeit zu füllen vermag von dem Zeitpunkte ab, wo ein Zug den Bagger verläßt, bis zu dem, wo er wieder zur Beladung bereitsteht.

Nach Eckert (S. 22 des genannten Buches) bedeutet

L m³/Std. die Höchstleistung des Baggers, das ist die Normalleistung + 35 % Zuschlag,
F m³ den erforderlichen Fassungsraum,
l km die Förderweite,
V km/Std. die Geschwindigkeit.

Für Lokomotiven von 900 mm Spur darf man für die Bemessung des Zugparks $V = 12{,}5$ km/Std. als mittlere Geschwindigkeit einsetzen.

t_u Minuten = Aufenthalt beim Umsetzen,
t_k „ = Zeitverlust auf der Kippe,
t_b „ = Zeitaufwand für Betriebsstoffassen.

Für die Bemessung des Zugparks kann $t_u = 3$ Min., $t_k = t_b = 10$ Min. gesetzt werden.

Es ist

$$\text{(IIa)} \qquad F = \frac{L}{60}\left(\frac{2\,l \cdot 60}{V} + t_u + t_k + t_b\right).$$

Die insgesamt notwendige Zugzahl ist dann

$$\text{(II b)} \qquad Z_z = \frac{F'}{f} = 1 \text{ Zug am Bagger.}$$

Hier ist Z_z = Zugzahl, f = Fassungsvermögen eines Zuges, $F' = F +$ Zuschlag für vorübergehende Auflockerung, der für leichten Boden 8 bis 10 %, für mittelschweren Boden 10 bis 20 %, für schweren Boden 25 bis 30 % und für sehr schweren Boden 35 bis 50 % ist. Das Fassungsvermögen f eines Zuges ist einerseits abhängig von der größten für das Zuggewicht maßgebenden Steigung der Förderstrecke, anderseits ist es so zu bemessen, daß man der Personalkosten wegen mit einer Bremse am Schluß des Bauzuges und mit der Bremse auf der Lokomotive auskommt. Ferner ist das Fassungsvermögen der einzelnen Züge eines Betriebes möglichst auszugleichen.

a) Zuggewicht nach der maßgebenden Steigung.

Das Gewicht eines Bauzuges setzt sich zusammen aus

1. G_l t, dem Lokomotivdienstgewicht,
2. G_w t, dem Gewicht der Wagen (Eigengewicht + Ladung).

Für die Fahrt auf der maßgebenden Steigung kommt die Reibungszugkraft $G_r \mu$ in Frage. Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit $(V_ü)$ ist die Zugkraft gleich dem Widerstande $W = G_l (w_l + s_m) + G_w (w_w + s_m)$. Hier ist w_l kg/t der Widerstand der Lokomotive auf der wagerechten geraden Bahn (hier $w_l = 10$ kg/t), w_w der entsprechende Widerstand der Wagen (hier $w_w = 6$ kg/t), s_m ‰ die größte längere Steigung der Strecke, über die der Zug noch von der Lokomotive gezogen werden kann.

Ist die Lokomotivgattung bekannt, so ist die Gleichung $Z = W$ nach dem gesuchten Wagenzuggewicht aufzulösen. Bei den Bauzuglokomotiven sind in der Regel alle Achsen Triebachsen, so daß Reibungsgewicht G_r = Dienstgewicht G_l ist. Das Wagenzuggewicht ist demnach

$$\text{(I)} \qquad G_w = \frac{G_l (\mu - w_l - s_m)}{w_w + s_m} \text{ in t.}$$

$\mu = 125$ bis 167 kg/t, im Mittel 143 kg/t.

Aus G_w ist dann die Wagenzahl n_w und hieraus das Fassungsvermögen f des Zuges zu berechnen. Es ist g_e = Eigengewicht eines Wagens, $i \cdot \gamma$ Ladegewicht eines Wagens; i m³ ist der Laderaum, γ das Gewicht für 1 m³ Boden. Es ist dann

$$f = i\, n_w \text{ m}^3 \text{ und } G_w = (g_e + i\,\gamma)\, n_w = g_e\, n_w + \gamma \cdot f \text{ oder}$$

$$\text{(II)} \qquad f = \frac{G_w - n_w\, g_e}{\gamma} \text{ m}^3.$$

Ist das Wagenzuggewicht G_w bekannt, so berechnet man zweckmäßig aus den spezifischen Laufwiderständen w_l und w_w einen mittleren w_z für den ganzen Zug nach Gl. III:

$$w_z = \frac{G_l\, w_l + G_w\, w_w}{G} \text{ kg/t}, \quad G = G_l + G_w = \text{Zuggewicht}.$$

b) Zuggewicht nach der Bremsbesetzung.

Wenn auch die Bemessung der Bremskraft nach dem Zuggewicht die richtigere ist, so pflegt man sie doch in der Regel nach der Achszahl zu bestimmen, die durch Abzählen leichter festzustellen ist, als das Gewicht des Zuges durch Wiegen.

Soll ein Zug durch Bremsen zum Halten gebracht werden, so muß seine lebendige Kraft 1. durch die Arbeit der Bremswiderstände und 2. durch die Arbeit der Zugwiderstände vernichtet werden. Es ist die lebendige Kraft des Zuges

$$E = \frac{M v^2}{2} = \frac{M}{2}\left(\frac{V}{3{,}6}\right)^2 = \frac{1000 \cdot 1{,}03\, G V^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}6^2} = 4\, G V^2 \text{ mkg};$$

die Zahl 1,03 berücksichtigt die scheinbare Erhöhung der Massen durch die sich umdrehenden Räder. Die Bremsarbeit ist $A_b = G \cdot \frac{b\,\mu}{100} \cdot k\, l_1$ mkg. Hier ist b die Zahl der gebremsten Achsen von 100 Wagenachsen, $\mu = 150$ kg/t die mittlere gleitende Reibung zwischen Rad und Bremsklotz, k ist das Verhältnis des Bremsklotzdruckes zu dem auf die gebremsten Achsen kommenden Gewicht. Für gewöhnliche Betriebsbremsungen ist $k = 0{,}4$ bis 0,6, im Mittel ist $k = 0{,}5$. l_1 m ist der Bremsweg. Die Arbeit des Zugwiderstandes ist $A_w = G\,(w \pm s)\, l_1$ mkg ($+ s$ ‰ Steigung, $- s$ ‰ Gefälle). Es muß also für das Bremsen bis zum Halten die Gleichung bestehen:

$$E = A_b + A_w = 4\, G V^2 = G \cdot \frac{b\,\mu}{100} \cdot k\, l_1 + G\,(w \pm s)\, l_1.$$

Nach den Bremsprozenten aufgelöst ist für Gefälle

$$b = \left[4\, V^2 : l_1 - (w - s)\right] \frac{100}{k\,\mu}.$$

Diese Gleichung soll für die Bemessung der Bremsen und der Achszahl des Bauzuges ausgewertet werden. Aus Sicherheitsgründen sei der gesamte Bremsweg zu $L = 180$ m angenommen. Er setzt sich aus $l_1 + l_2$ zusammen. Es ist l_1 der vorher genannte eigentliche Bremsweg, $l_2 = 2{,}5\, V$ m ist der Weg, den der Bauzug zurücklegt von der Wahrnehmung des Haltesignals bis zum Beginn der vollen Bremswirkung. Für den mittleren Laufwiderstand des Zuges sei $w_z = 6{,}5$ kg/t angenommen.

Fall I. Der Zug soll auf der Wagerechten $s = 0$ ‰ mit $V = 20$ km/Std. fahren und nach $l_1 = L - 2{,}5\, V = 180 - 2{,}5 \cdot 20 = 130$ m Bremsweg zum Halten kommen. Wie groß sind die Bremsprozente b? Es ist

$$b = \left(\frac{4 \cdot 20^2}{130} - 6{,}5\right) \frac{100}{150 \cdot 0{,}5} = 8.$$

Fall II. Der Zug fährt auf dem Bremsgefälle $- s = 6{,}5$ ‰ mit $V = 14{,}5$ km/Std. und soll nach $L = 180$ m durch Bremsen zum Stehen gebracht werden. Es ist $l_1 = 180 - 2{,}5 \cdot 14{,}5 = 144$ m.

Hier ist $w - s = 0$ und die Bremsprozente

$$b = \frac{4\, V^2 \cdot 100}{l_1 \cdot 75} = \frac{4 \cdot 14{,}5^2 \cdot 100}{144 \cdot 75} = 8.$$

Sowohl auf der Wagerechten als auch auf den Bremsgefällen sind von 100 Achsen 8 zu bremsen. Wenn aber nur die beiden Achsen der Bauzuglokomotive und die beiden des Schlußwagens durch Handbremsen bedient werden, so darf bei 8 Bremsprozenten, also 4 bedienten Bremsachsen der Zug einschließlich Lokomotive nur 50 Achsen haben, d. h. eine Zugstärke von 24 Wagen ist als Höchstzahl anzunehmen. Sollen der Bremsweg von 180 m und die Geschwindigkeit von 14,5 km/Std. sowie die 4 Bremsachsen bei stärkerem Gefälle beibehalten werden, so ist die Wagenzahl entsprechend zu verringern.

Aber nicht nur im Gefälle, sondern auch auf den Steigungen sind diese Bremsprozente maßgebend, also auch auf der Steigung 6,5 ‰, wenn hier auch der Bremsweg geringer ist.

Es soll nunmehr untersucht werden, welche Last eine Bauzuglokomotive der stärksten Gattung bei 900 mm Spur ziehen kann. Der zulässige Schienenraddruck sei 5,5 t, das Reibungsgewicht der Lokomotive daher $G_r = 4 \cdot 5{,}5 = 22$ t $= G_l =$ Dienstgewicht. Das Gewicht eines Wagens einschließlich Ladung sei 10 t und das Wagenzuggewicht der n Wagen sei $G_w = n \cdot 10$. Es besteht die Gleichung $G_r\, \mu = (G_l + n \cdot 10)(w + s)$

$$n = \left(\frac{\mu}{w + s} - 1\right) \frac{G_l}{10} = \left(\frac{155}{2 \cdot 6{,}5} - 1\right) \frac{22}{10} = 24 \text{ Achsen}.$$

Die Rechnung zeigt also, daß für die vorliegenden Verhältnisse auf der Steigung 6,5 ‰ ebenso wie auf dem Bremsgefälle 6,5 ‰ mit 24 Wagen, also bei der angegebenen Bremsbesetzung mit 8 Bremsprozenten gefahren werden darf. Bei stärkeren Steigungen werden die Zuggewichte und daher auch die Wagenzahl kleiner, dagegen die Bremsprozente bei den 4 Bremsachsen größer.

V. Fahrzeiten und Fahrplan.

Die Leistungslinie ist ermittelt worden aus der Kesselbeanspruchung und den Abmessungen der Lokomotive, insbesondere der Heizfläche, des Zylinders und der Triebräder sowie aus dem Reibungsgewicht, das Zuggewicht aus den Beziehungen zwischen Reibungsgewicht und dem Längenprofil (maßgebende Steigung oder Höchstgefälle und Bremsbesetzung). Es sollen nunmehr die Fahrzeiten aus den drei genannten Größen der Leistungslinie, dem Zuggewicht und dem Längenprofil ermittelt werden. Für die Zugbewegung kommt nicht unmittelbar die indizierte Zugkraft Z_i, sondern die effektive Zugkraft Z_e am Radumfange der Triebräder in Frage. Diese ist $Z_e = Z_{i25} \cdot \frac{J\,\eta}{25}$, wo $\eta = 0{,}9$ der innere Wirkungsgrad der Lokomotive ist. Bei Gleichheit von Zugkraft und Widerstand auf einer Steigung ist $Z_e = G\,(s + w)$ oder auf 1 t Zuggewicht bezogen sind die Z_e entsprechenden Kräfte

$$w + s = \frac{Z_e}{G} = \frac{Z_{i25}\, J\,\eta}{25\, G} \text{ kg/Std.},$$

die für 1 t Zuggewicht erforderlich sind, um den Laufwiderstand und die Steigung zu überwinden.

Es ist $Z_{i25} = \frac{25\, G\,(w + s)}{J\,\eta}$ und die allgemeine Gleichung

$$N_{i25} = \frac{Z_{i25}\, V}{270}$$

lautet nach Einsetzung des vorherigen Wertes

$$N_{i25} = \frac{25\, G\,(w + s)\, V}{270\, J\,\eta}.$$

Für die zeichnerische Behandlung erhält man hieraus die Beziehung $V : N_{i25} = \frac{J\,\eta \cdot 270}{25\, G} : s + w$, die in zwei ähnlichen rechtwinkligen Dreiecken, von denen eines die Katheten V und N_{i25} und das andere die Katheten $\frac{J\,\eta \cdot 270}{25\, G}$ und $s + w$ hat, zu finden sind. Nach dem Maßstabe der wagerechten nach N_{i25} und s doppelt geteilten Achse ist die Strecke für $N_{i25} = 25$ PS und derjenigen für $s + w = 5$ ‰ $= 2{,}5$ cm (Abb. 3a), wenn die Netzseiten = 1 cm sind. Zieht man nun parallel zur genannten Achse für die letztgenannten Werte von $N_{i25} = 25$ PS und $s + w = 5$ ‰ eine Achse $s - s$, dann ist der Abstand

$$\text{(IV)} \qquad V_s = \frac{J\,\eta \cdot 270\, N_{i25}}{25\, G\,(s + w)} = \frac{J\,\eta \cdot 270}{G \cdot 5} \text{ km/Std.}$$

Legt man nun in Abb. 3 vom Koordinatennullpunkt nach den Punkten der N_{i25}-Linie für $V = n\,\pi D \cdot 3{,}6$ ($n = 1,\ 1{,}5,\ 2$) Strahlen, so schneiden diese auf der s-Achse von der senkrechten V-Achse ab gemessen die Strecken $s + w$ für diese Geschwindigkeiten ab. Den der Reibungskraft entsprechenden Wert $s_{ü} + w$, gültig von $V = 0$ bis $V_{ü}$, schneidet die N_{25}-Linie selbst auf der s-Achse ab (Punkt L).

Jetzt zeichnet man eine wagerechte Geschwindigkeitsachse zweckmäßig in demselben Maßstabe wie die der N_{25}-Linie, und zieht unter dieser im Abstande des mittleren Zugwiderstandes w_z kg/t eine Wagerechte (Abb. 3b). Der Maßstab für w_z ist derselbe wie der für $s + w$ der s-Achse. Hierauf setzt man von dieser Widerstandslinie nach oben in den entsprechenden Geschwindigkeiten die $(s + w)$-Werte ab, verbindet die oberen Endpunkte und zieht von dem Punkte für $s_{ü} + w$ von $V_{ü}$ bis $V = 0$ eine Wagerechte. So erhält man oberhalb der Geschwindigkeitsachse die Beziehungen zwischen den einzelnen Steigungen s und den Geschwindigkeiten V durch eine Linie, die man das s/V-Diagramm nennt. Bei der Fahrt auf einer Wagerechten sind s kg die Beschleunigungskräfte für 1 t Zuggewicht und V die entsprechenden Geschwindigkeiten.

Die Fahrzeit auf einer Steigung s wird wie folgt ermittelt: Zieht man im Abstande s oberhalb der Geschwindigkeitsachse eine Wagerechte, so schneidet diese auf der s/V-Linie die Geschwindigkeit V ab. Auf der Steigung s von der Länge 1 km ist dann die Fahrzeit

$$\text{(V)} \qquad t = \frac{60 \cdot 1}{V} \text{ Minuten},$$

da $60 : V$ die Fahrzeit in Minuten für 1 km ist. In dieser Weise erhält man für jede Steigung die Fahrzeit, falls erstere nicht so klein ist, daß

sie wie die Wagerechten und Gefälle mit der Höchstgeschwindigkeit V_h gefahren wird. Es sind dies die Fahrzeiten für den Fall, daß der Zug in voller Bewegung ist.

Um die Gesamtfahrzeit vom Anfahren bis zum Halten zu bekommen, sind nicht nur die Fahrzeiten für die einzelnen Neigungen zu berechnen und zu addieren, sondern es sind dieser Summe noch die Zeitzuschläge für das Anfahren und Bremsen hinzuzufügen. Um die Arbeit zur Berechnung der Fahrzeiten zu vereinfachen, kann man vorher die einzelnen Steigungen mitteln nach der Formel

$$s_d = \frac{l_1 \cdot s_1 + l_2 \cdot s_2 + \ldots . l_n \cdot s_n}{l_1 + l_2 + \ldots . l_n} \,{}^0/_{00}.$$

s_d ‰ ist dann die durchschnittliche Steigung. Flache Gefälle bis zu 3 ‰ können noch mit den Steigungen zusammen gemittelt werden.

a) Zeitzuschlag für das Anfahren.

Der Anfahrzeitzuschlag ist

(VI) $$\frac{t_a}{2} = \frac{V_a}{4\, s_{ma}} \text{ Minuten.}$$

s_{ma} kg/t ist die konstante mittlere Beschleunigungskraft beim Anfahren auf einer gleichbleibenden Neigung.

V_a km/Std. ist die Geschwindigkeit, die der Zug am Ende der Anfahrt erreicht hat. Bei Wagerechten und Gefällen ist dies die Höchstgeschwindigkeit V_h, bei Steigungen die Geschwindigkeit, die das s/V-Diagramm für diese Steigung angibt.

Soll aber der Zug anfahren, so ist die Bewegung nach Zeit und Ort festgelegt durch die Parabel $O\,B$, falls die Beschleunigungskraft konstant ist. Dann ist $O\,C = l_a$ der Anfahrweg und $B\,C = t_a$ die Anfahrzeit (Abb. 4).

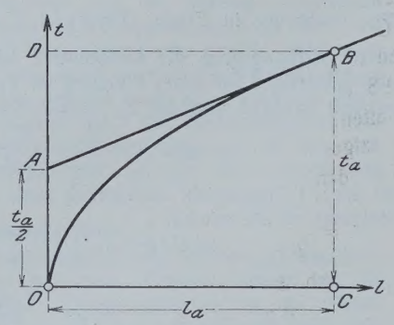


Abb. 4.

Die Gerade $A\,B$ ist dann die Tangente an die Parabel $O\,B$ in B. Daß die Anfahrlinie nach Zeit und Weg eine Parabel ist, geht aus folgendem hervor:

Es ist die konstante Beschleunigung $p_{ra} = \frac{v}{t}$ (Gl. 1). Die Geschwindigkeit $v = \frac{dl}{dt}$ (Gl. 2).

Aus Gl. 1 und 2 folgt $p_{ra}\, t\, dt = dl$ oder $l = \frac{p_{ra}\, t^2}{2}$ (Gleichung einer Parabel).

Die Tangente an einen Punkt der Parabel halbiert aber die Scheitelordinate $t_a = DO = BC$.

Ist nun in Linie AB der bildliche Fahrplan des durchfahrenden Zuges gegeben, so erhält man den Anfangspunkt der Anfahrlinie, wenn man $\frac{t_a}{2}$ vom Punkte A abwärts bis O absetzt.

$\frac{t_a}{2}$ ist also der Anfahrzeitzuschlag, den man zu der Fahrzeit des durchfahrenden Zuges addieren muß, um die Fahrzeit des anhaltenden Zuges zu erhalten. Es ist nunmehr die mittlere Anfahrbeschleunigungskraft für 1 t Zuggewicht für eine gleichbleibende Anfahrneigung aus dem s/V-Diagramm zu bestimmen.

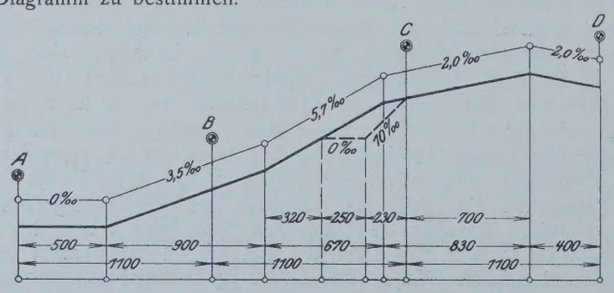


Abb. 5.

Der Zug fährt nach dem später mitgeteilten Beispiel a) auf der Wagerechten an (Abb. 5), also $s = 0$ ‰ · Höchstgeschwindigkeit $V_h = 18$ km/Std. Das Trapez $ABCD$ ist in ein inhaltgleiches Rechteck $CDA'B'$ von der Grundlinie $V_h = 18$ km/Std. (Abb. 3b) und der Höhe $B'D$ zu verwandeln. Zu dieser Höhe ist noch die Steigung DE zu addieren, in der die s/V-Linie V_h schneidet, und die mittlere Beschleunigungskraft ist $B'E = s_{ma}$, hier im Beispiel = 4,6 ‰.

Nun ist $s_{ma} = \frac{1000 \cdot 1{,}03}{9{,}81} p_{ra}$ kg/t $= m\, p_{ra}$. Es ist

$$p_{ra} = \frac{9{,}81\, s_{ma}}{1030} \text{ m/Sek.}^2$$

die konstante Anfahrbeschleunigung, $m = \frac{1000 \cdot 1{,}03}{9{,}81}$ ist die Masse für 1 t. Die allgemeine Gleichung für den Anfahrzeitzuschlag ist

$$\frac{t_a}{2} = \frac{v_a}{2\, p_{ra}} \text{ Sek.} \qquad v_a \text{ m/Sek.} = \frac{V_a}{3{,}6} \text{ km/Std.}$$

Mit $\frac{V_a}{3{,}6}$ und $\frac{t_a}{2}$ in Minuten ausgedrückt, ist $\frac{t_a}{2} = \frac{V_a}{2 \cdot 3{,}6 \cdot 60\, p_{ra}}$ Min. und nach dem Einsetzen des Wertes für p_{ra} erhält man die oben angegebene Gleichung

$$\frac{t_a}{2} = \frac{V_a \cdot 1030}{2 \cdot 3{,}6 \cdot 9{,}81 \cdot 60\, s_{ma}} = \frac{V_a}{4\, s_{ma}} \text{ Min.}$$

Zu bemerken ist noch, daß der Berechnung des Anfahrzeitzuschlages nicht die gemittelte Neigung und Geschwindigkeit, sondern die tatsächliche Neigung des Anfahrweges und die nach dem s/V-Diagramm zugehörige Geschwindigkeit in Ansatz gebracht wird.

b) Zeitzuschlag für das Bremsen.

Der Zeitzuschlag für das Bremsen ist

(VII) $$\frac{t_b}{2} = \frac{V_e}{2 \cdot 3{,}6 \cdot 60\, b} \text{ Min.}$$

Die Bremsverzögerung ist für handgebremste Züge $b = 0{,}14$ m/Sek.^{2}, V_e ist die Geschwindigkeit beim Beginn des Bremsens, dann ist $\frac{t_b}{2} = V_e : 60$ Min., für $V = 15$ km/Std. ist also $\frac{t_b}{2} = 0{,}25$ Min.

c) Anlaufsteigungen.

Zuweilen sind Steigungen mit dem Bauzug zu nehmen, die stärker sind als die maßgebende, die noch mit der Reibungszugkraft befahren werden kann. Das s/V-Diagramm wird von der Wagerechten im Abstande der Anlaufsteigung s_a von der Geschwindigkeitsachse nicht geschnitten, da s_a größer ist als $s_{ü}$. Meist ist die der Anlaufsteigung vorgelagerte Neigung so flach, daß der Zug mit der Höchsgeschwindigkeit am Fuße der Anlauframpe ankommt. Anderenfalls ist die Geschwindigkeit für den Fußpunkt der Anlauframpe einzusetzen, die der vorgelagerten Steigung nach dem s/V-Diagramm entspricht.

Es soll nun die Länge der Anlauframpe bestimmt werden, falls der Zug an deren Kopfe zum Halten kommen soll. Das Diagramm für die Verzögerungskräfte ist die schraffierte Fläche $A\,B\,C\,D\,E$ (Abb. 6c), die in ein Rechteck $A\,B\,F\,G$ von der Grundlinie V_h und der Höhe s_{a2} zu verwandeln ist. Letzteres geschieht am besten zeichnerisch durch Verwandlung des Dreiecks $D\,E\,H$ in ein Rechteck $C\,H\,F\,G$, das sich der Länge nach an das bereits vorhandene Rechteck $A\,B\,C\,H$ anschmiegt. Die lebendige Kraft am Fuße der Anlauframpe ist nach vorigem $E = \frac{M v^2}{2} = 4\, G\, V^2$ mkg. Die von der lebendigen Kraft zu leistende Steigungsarbeit ist $A = G\, s_{a2}\, l_a$ mkg, und l_a ist die gesuchte Länge der Anlauframpe in m, sowie s_{a2} ist der mittlere Steigungswiderstand für 1 t Zuggewicht, der nicht durch die Lokomotivkraft bewältigt und daher von der lebendigen Kraft auf Kosten der Geschwindigkeit überwunden wird. Falls der Zug am Kopfe der Anlauframpe zum Halten kommt, besteht die Gleichung für 1 t Zuggewicht $4\, V^2 = s_{a2}\, l_a$, und die Länge der Anlauframpe ist

(VIII) $$l_a = \frac{4\, V^2}{s_{a2}} \text{ m.}$$

Ist aber die tatsächliche Länge der Anlauframpe l_1, so ist die Geschwindigkeit am Ende von

(IX) $$l_1 V_e = \frac{1}{2} \sqrt{s_{a2}\,(l_a - l_1)}$$

und die Fahrzeit auf der Anlauframpe ist $t = \frac{2 \cdot 60\, l_1}{V + V_e}$ Min.

d) Schiebelokomotiven.

Schiebt auf einer starken Steigung am Schlusse des Bauzuges noch eine Lokomotive, so addiert man die Leistungen dieser zu denen der ziehenden, indem man für gleiche Geschwindigkeiten die N_{25}-Werte der einen Leistungslinie an die der anderen nach rechts ansetzt und für die doppelte N-Linie genau wie vorher den Abstand der s-Achse berechnet, der für $N = 25$ PS und $s + w = 5$ ‰

$$V_s = \frac{(J_1 + J_2)\, \eta' \cdot 270}{2\, G \cdot 5} \text{ km/Std.}$$

Hier ist J_1 der Inhalt des Zylinders der einen und J_2 der der anderen Lokomotive. Es ist ferner $\eta' = 0{,}8$ zu setzen, da die beiden Lokomotiven doch nicht so vollkommen zusammenarbeiten. Hieraus findet man, wie

beschrieben, das s/V-Diagramm für beide Lokomotiven. Der Kohlenverbrauch, dessen Ermittlung im nächsten Abschnitt beschrieben wird, ist aber für jede der beiden Lokomotiven aus der entsprechenden Leistungslinie und der zugehörigen Betriebscharakteristik gesondert zu berechnen. In dem Zuggewicht G ist das Gewicht beider Lokomotiven enthalten.

VI. Der Kohlenverbrauch.

Aus der stündlich zu liefernden Dampfmenge $Q = H\,q$ kg ergibt sich mittels Teilung durch die Verdampfungsziffer z und durch die Zahl 60 der Kohlenverbrauch für 1 Minute $k = \frac{H\,q}{z \cdot 60}$ kg/Min.

Die Verdampfungsziffer gibt an, wieviel kg Wasser mit 1 kg Kohle in Dampf verwandelt werden können. Um 1 kg Wasser in Dampf von 12 at Spannung und 180° Wärme zu verwandeln, sind 668 kcal erforderlich. Von dem Heizwert für 1 kg Kohle sind für die eigentliche Dampferzeugung nur etwa 52 bis 60 %, im Mittel 56 % nutzbar. Hat z. B. die Ruhrkohle den Heizwert von 7500 kcal, so sind nur $0{,}56 \cdot 7500 = 4200$ kcal nutzbar, und die Verdampfungsziffer ist $z = \frac{4200}{668} = 6{,}3$. Da in der Betriebscharakteristik nicht der Wert Q, sondern der Wert Q_{25} gegeben ist, so ist der Kohlenverbrauch für 1 Minute $k = \frac{Q_{25}\,J}{z \cdot 60 \cdot 25}$ kg/Min. Z. B. ist für $Q_{25} = 2000$ und $J = 28{,}3$ l (Abb. 3a) $K_0'K_0 = k = \frac{2000 \cdot 28{,}3}{6{,}3 \cdot 60 \cdot 25} = 6$ kg/Min. Setzt man diesen Punkt in der vorliegenden Betriebscharakteristik der gegebenen Bauzuglokomotive links von der Q_{25}-Achse bis K_0 ab und legt von K_0 nach dem Koordinatenanfangspunkt eine Linie, so ist diese die Linie für den Kohlenverbrauch/Min. Bei der Bestimmung des Kohlenverbrauches hat man drei Fälle zu unterscheiden.

a) Fahrt mit vollem Dampfdruck.

Hier vervielfältigt man die Fahrzeit in Minuten während der Anfahrt sowie auf den Steigungen, die die s/V-Linie enthält, mit der Einheit für den Kohlenverbrauch k und erhält so den entsprechenden Brennstoffverbrauch.

b) Fahrt bei abgestelltem Dampf, sowie Stillstand des Bauzuges.

Bei Gefällen, die größer sind als das Bremsgefälle, wird der Dampf abgestellt, und der Zug fährt mit Schwerkraft. Für die Unterhaltung des Feuers kann man 0,4 kg für 1 m² Rostfläche in der Minute annehmen. Dann ist der Kohlenverbrauch für 1 Min. $k_0 = 0{,}4\,R$ kg/Min. Dieser Wert ist aber nur in Ansatz zu bringen für Gefällstrecken länger als 1 km und s größer als w, sowie bei Aufenthalten länger als 10 Min. Bei kürzeren Strecken und Aufenthalten wird die inzwischen verbrannte Kohle auf den folgenden wieder mit Dampf zu befahrenden Strecken voll in Bewegung umgesetzt.

c) Fahrt mit gedrosseltem Dampf.

Auf Strecken mit schwachen Steigungen, die nicht die s/V-Linie schneiden, und Gefällen, die kleiner sind als die Bremsgefälle und meist mit der Höchstgeschwindigkeit befahren werden, wird der Dampf gedrosselt, oder es wird, falls schon eine sehr kleine Kesselbeanspruchung gewählt ist, der Regler abwechselnd geöffnet und geschlossen. Zieht man im s/V-Diagramm eine Senkrechte durch die Höchstgeschwindigkeit und bezeichnet den Abstand zwischen deren Schnittpunkten in der s/V-Linie und der Linie des Bremsgefälles mit a und den Abstand der Neigung, auf der gedrosselt werden soll, von dem Bremsgefälle mit b, so kann man näherungsweise den durchschnittlichen Kohlenverbrauch für 1 Min. bei Drosselung oder abwechselndem Öffnen und Schließen des Reglers bestimmen, indem man den Kohlenverbrauch/Min., der der gleichmäßigen Kesselbeanspruchung q entspricht, im Verhältnis $b : a$ verkleinert. Es ist dann $k' = \frac{b\,k}{a}$ kg/Min. (Abb. 6d). Jedoch soll man mit dem Werte k' wegen der Drosselverluste nicht unter 1,5 kg/Min. gehen.

VII. Beispiele.

Eine Naßdampfzwillingslokomotive mit zwei Triebachsen und 900 mm Spur soll einen Bauzug auf einem Längenprofil nach Abb. 5 befördern, dessen größte Steigung 5,5 ‰ ist. Gesamte Förderstrecke $l = 3{,}3$ km.

Abmessungen der Lokomotive: Zylinderdurchmesser $d = 30$ cm, Kohlenhub $h = 40$ cm, Triebraddurchmesser $D = 80$ cm, Zylinderinhalt $J = 28{,}3$ l, wasserberührte Heizfläche $H = 42{,}2$ m², Rostfläche $R = 0{,}72$ m², Reibungsgewicht = Dienstgewicht $G_l = G_r = 18{,}1$ t, Reibungsziffer $\mu = 143$ kg/t, Wirkungsgrad der Lokomotive $\eta = 0{,}9$, Widerstand der Lokomotive $w_l = 10$ kg/t, der Wagen $w_w = 6$ kg/t, Eigengewicht eines Wagens $g_e = 2{,}4$ t, Ladeinhalt 3,5 m³, spezifisches Gewicht des Bodens $\gamma = 1{,}7$ t/m³, Gewicht eines beladenen Wagens $2{,}4 + 1{,}7 \cdot 3{,}5 = 8{,}4$ t.

Es ist nach Gl. I das Wagenzuggewicht

$$G_w = \frac{G_l\,(\mu - w_l - s_m)}{w_w + s_m} = \frac{18{,}1\,(143 - 10 - 5{,}5)}{6 + 5{,}5} = 200 \text{ t}.$$

Anzahl der Wagen $n_w = 200 : 8{,}4 = 24$ Wagen. Fassungsvermögen eines Zuges

$$\text{(II)} \qquad = \frac{G_w - n_w \cdot g_e}{\gamma}$$

$$f = \frac{200 - 24 \cdot 2{,}4}{1{,}7} = 84 \text{ m}^3.$$

Der Bagger leistet bei 12stündigem Betriebe in einer Betriebsstunde . . . . . 150 m³
Höchstleistungszuschlag 35 % . . . . . 52 „
$L =$ rd. 200 m³.

Erforderlicher Fassungsraum nach Gl. IIa

$$F = \frac{L}{60}\left(\frac{2l \cdot 60}{V} + t_u + t_k + t_b\right) = \frac{243}{60}\left(\frac{2 \cdot 3{,}3 \cdot 60}{12} + 10 + 3 + 10\right) = 220 \text{ m}^3$$

Zuschlag für 15 % vorübergehende Auflockerung . . . . = 33 „
$F' = 253$ m³.

Fassungsraum eines Zuges $f = \frac{253}{3} = 84$ m³. Anzahl der Züge nach Gl. IIb $Z_z = \frac{F'}{f} + 1 = 253 : 84 + 1 = 4$.

Geschwindigkeiten für die Umdrehungen $n = 1$ 1,5 2 für 1 Sek.
ist bei $V = n\,D \cdot 3{,}6$ km/Std. $V = 9$ 13,5 18 km/Std.

Der mittlere spezifische Zugwiderstand nach Gl. III:

a) für den beladenen Zug $w_z = \frac{18{,}1 \cdot 10 + 200 \cdot 6}{18{,}1 + 200} = 6{,}3$ kg/t,

b) für den leeren Zug . . $w_z = \frac{18{,}1 \cdot 10 + 24 \cdot 2{,}4 \cdot 6}{18{,}1 + 24 \cdot 2{,}4} = 7$ kg/t.

Zuggewicht des beladenen Zuges $G = 218$ t, des Leerzuges $G = 75{,}5$ t. Der Krümmungswiderstand ist $w_r = \frac{400}{R - 16}$ kg/t. Größere Krümmungen kommen auf der Strecke nicht vor.

1. Der beladene Zug.

Abstand der s'-Achse nach Gl. IV (Abb. 3a):

$$V_{s1} = \frac{J\eta \cdot 270}{G \cdot 5} = \frac{28{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 270}{218 \cdot 5} = 6{,}35 \text{ km/Std.}$$

Die von der Reibungszugkraft auf 1 t Wagengewicht ausgeübte Kraft ist

$$s_{\ddot{u}} + w = G_r \cdot \frac{\mu}{G} = \frac{18{,}1 \cdot 143}{218} = 11{,}9 \text{ ‰}.$$

Dieser Wert ist auf der s_1-Achse als QL abzusetzen. Punkt L liegt also rechnerisch durch die Werte für V_s und $s_{\ddot{u}} + w$ fest. Vom Nullpunkt O ist durch den Punkt L die Gerade für die Leistungslinie infolge der Reibungszugkraft zu ziehen, durch die dieser Teil der Leistungslinie bestimmt ist, während der folgende Teil der Leistungslinie durch die Kesselbeanspruchung festgelegt wird. Es soll der Kessel im vorliegenden Beispiel so beansprucht werden, daß bei $V_{\ddot{u}} = 11$ km/Std. noch mit der Reibungszugkraft gefahren werden soll. Vom Punkte $V_{\ddot{u}1}$ auf der Verlängerung von OL lotet man nach der Betriebscharakteristik bis Punkt $C_{\ddot{u}}$, der $V_{\ddot{u}} = 11$ km/Std. entspricht und durch Zwischenschaltung zwischen den Dampfverbrauchslinien für $n = 1$ und $n = 1{,}5$ gefunden wird. Durch $C_{\ddot{u}}$ zieht man, gleichmäßige Rost- und daher auch Kesselanstrengung vorausgesetzt, die wagerechte Dampflieferungslinie q—q, die links die Kohlenverbrauchslinie K_1 trifft. Dann ist $K_1K_2 = k = 4{,}85$ kg/Min. Sodann lotet man die Schnittpunkte der Wagerechten q—q mit den Dampfverbrauchslinien für $n = 1{,}5$ und $n = 2$ herunter auf die entsprechenden Geschwindigkeiten V und erhält die Punkte U_1 und U_2. Durch Verbindung dieser Punkte und U_2 mit $V_{\ddot{u}1}$ erhält man die vollständige Leistungslinie $OV_{\ddot{u}1}U_2U_1$. Die Verbindungslinien OU_1 und OU_2 schneiden auf der s_1-Achse die Werte $s_{13{,}5} + w$ und $s_{18} + w$ ab, Punkte $S_{13{,}5}$, S_{18}. Hierauf zeichnet man die s/V-Linie. Unter der wagerechten V-Achse zieht man zunächst im Abstande $w_z = 6{,}3$ kg/t (gleicher Maßstab wie $s + w$ auf der s-Achse) als Parallele die Widerstandslinie und setzt von dieser nach oben die Werte $s_{\ddot{u}} + w = 11{,}9$ sowie $s_{13{,}5} + w$ und $s_{18} + w$ an den betreffenden Geschwindigkeiten ab und erhält die gesuchte s/V-Linie (Abb. 3b).

Höchstgeschwindigkeit ist $V_h = 18$ km/Std.

Die mittlere Steigung auf der Strecke ist (Abb. 5)

$$s_d = \frac{3{,}5 \cdot 0{,}9 + 5{,}7 \cdot 0{,}67 + 2 \cdot 0{,}83 - 2 \cdot 0{,}4}{3{,}3} = 2{,}4 \text{ ‰}.$$

Nennenswerte Krümmungen sind auf der Strecke nicht vorhanden. Eine Wagerechte im Abstande 2,4 ‰ von der V-Achse schneidet die s/V-Linie bei $V = 16$ km/Std. $l = 3{,}3$ km.

a) Reine Fahrzeit $t = \frac{3{,}3 \cdot 60}{16}$ . . . . . = 12,5 Min.

b) Anfahrzuschlag $\frac{t_a}{2} = \frac{V}{4\,s_{ma}} = \frac{18}{4 \cdot 4{,}7}$ . . = 1,0 „

$B'E = s_{ma} = 4{,}7$ ‰ ist zeichnerisch nach Abb. 3b gefunden.

c) Bremszuschlag $\frac{t_b}{2} = V : 60 = 18 : 60$ . . = 0,3 „
Gesamtfahrzeit T = 13,8 Min.

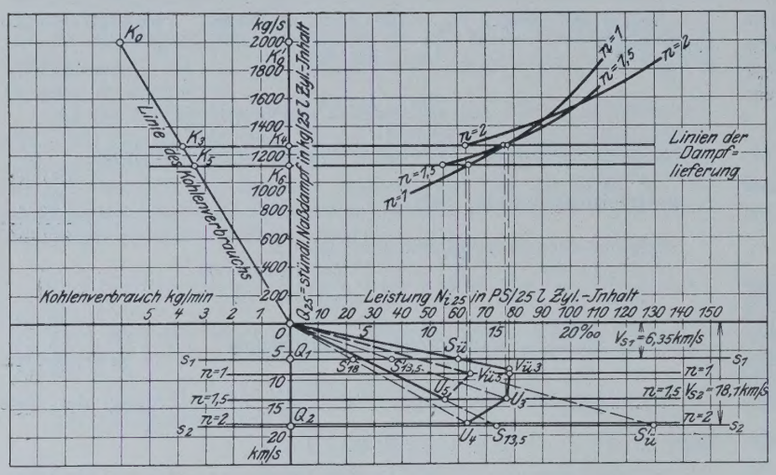


Abb. 6a.

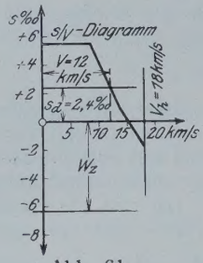


Abb. 6b.

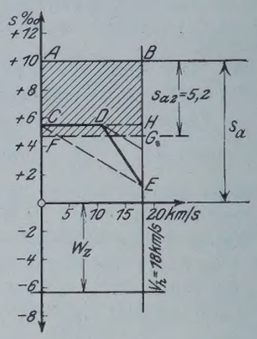


Abb. 6c.

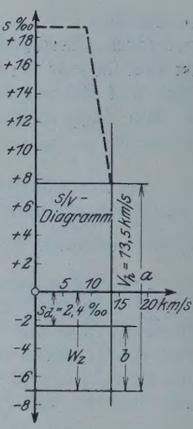


Abb. 6d.

Kohlenverbrauch für die Fahrt (ohne Bremszuschlag 13,5 Min.)

$$K = k\,T = 4{,}85 \cdot 13{,}5 = 66 \text{ kg.}$$

Beansprucht man den Kessel nur so stark, daß bei $V = 18$ km/Std. mit der Füllung 0,1 gefahren wird, daß also die wagerechte Dampflieferungslinie durch den unteren Endpunkt der Dampfverbrauchlinie für $n = 2$ gelegt wird (Abb. 6a), so erhält man durch Verlängerung nach links den Kohlenverbrauch für 1 Minute $K_3\,K_4 = k = 3{,}8$ kg/Min. und durch Herunterloten der Schnittpunkte der Dampflieferungs- mit den Dampfverbrauchlinien eine kleinere N_{i25}-Linie, die durch die Punkte $O\,V_{ü3}\,U_3\,U_4$ geht. Durch Verbindung des Koordinatennullpunktes mit den Punkten U_3 und U_4 erhält man bei gleichem vorigen Werte $s_{ü} + w$ die Punkte $s_{13,5} + w$ und $s_{18} + w$ (Punkte $S'_{13,5}$, S'_{18}, $S_{ü}$), sowie hieraus nach Abb. 6b die entsprechende s/V-Linie, die von der vorerwähnten durchschnittlichen Steigung 2,4 ‰ bei $V = 12$ km/Std. geschnitten wird.

Hieraus ergibt sich:

a) Reine Fahrzeit $3{,}3 \cdot 60 : 12$ . . . . . $= 16{,}5$ Min.
b) Anfahrzuschlag wie vor . . . . . $= 1{,}0$ „
c) Bremszuschlag wie vor . . . . . $= 0{,}3$ „

Gesamtfahrzeit $T = 17{,}8$ Min.

Der Kohlenverbrauch ist dann ohne Berücksichtigung der Bremszeit

$$K = k\,T = 3{,}8 \cdot 17{,}5 = 67 \text{ kg.}$$

Der Vergleich dieser Zugfahrt mit der vorigen zeigt, daß zwar infolge der höheren Kesselbeanspruchung im ersteren Falle an Fahrzeit 4 Minuten gewonnen werden, obwohl der Kohlenverbrauch ungefähr derselbe bleibt. Infolgedessen ist bei den vorliegenden Fällen die höhere Kesselbeanspruchung die wirtschaftlichere. Durch die geschilderten Verfahren ist dem kalkulierenden Ingenieur ein Mittel gegeben, die Rostbeanspruchung so zu wählen, daß der aus Kohlenverbrauch und Fahrzeit sich ergebende Vorteil am größten ist.

2. Der Leerzug für die Rückfahrt.

Der Abstand der s-Achse ist

$$V_{s2} = \frac{J \cdot 270}{G \cdot 5} = \frac{28{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 270}{75{,}5 \cdot 5} = 18{,}1 \text{ km/Std.}$$

Das durchschnittliche Gefälle ist nach der vorhergehenden Rechnung — $s_d = 2{,}4$ ‰.

Es soll der Kessel nur mit $q = 30$ kg/Std. beansprucht werden. Diese Beanspruchung ist zweckmäßig als kleinste bei nicht ausgelasteten Zügen einzuführen. Die Dampflieferungslinie für 25 l Zylinderinhalt hat dann von der N_{i25}-Achse den Abstand

$$Q_{25} = \frac{H\,q \cdot 25}{J} = \frac{42{,}2 \cdot 30 \cdot 25}{28{,}3} = 1120 \text{ kg/Std. Dampf.}$$

Diese Dampflieferungslinie schneidet die Dampfverbrauchlinie für $n = 1{,}5$ in deren unterem Endpunkte, der dem kleinsten Füllungsgrad 0,1 entspricht. Der Schnittpunkt der wagerechten Dampflieferungslinie mit der Verbrauchlinie für $n = 1$ ($V = 9$ km/Std.) entspricht einer etwas größeren Füllung. Da aber zweckmäßig die niedrigste Füllung 0,1 beibehalten werden soll, so ist die N_{25}-Linie die Gerade $O\,U_5$ (Abb. 6a). Der Punkt U_5 ist durch Herunterloten des unteren Endpunktes der Dampfverbrauchlinie für $n = 1{,}5$ gefunden worden. Hätte man den Schnittpunkt der Wagerechten mit der Dampfverbrauchlinie für $n = 1$ auch heruntergelotet, so wäre hieraus die gestrichelte N_{25}-Linie $O\,V_{ü5}\,U_5$ entstanden, der die gestrichelte s/V-Linie nach Abb. 6d entspricht. Der geradlinigen N_{25}-Linie $O\,U_5$ entspricht die wagerechte s/V-Linie (ausgezogen) der Abb. 6d, deren Abstand von der w_z-Linie ($w_z = 7$ ‰) = der Strecke $Q_2\,S_{13,5}$ ist, die die Verlängerung von $O\,U_5$ auf der s_2-Achse abschneidet.

Fahrzeitermittlung: ($V_h = 13{,}5$ km/Std.)

a) Reine Fahrzeit $t = \dfrac{3{,}3 \cdot 60}{13{,}5}$ . . . . . $= 14{,}6$ Min.

b) Anfahrzuschlag auf Steigung 2 ‰

$$(s_a = 5{,}7)\ \frac{t_a}{2} = \frac{13{,}5}{4 \cdot 5{,}7} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . = 0{,}6 \ \text{„}$$

c) Bremszeitzuschlag $\dfrac{t_b}{2} = 13{,}5 : 60$ . . . . $= 0{,}23$ „

Gesamtfahrzeit $T = 15{,}5$ Min.

Kohlenverbrauch/Min. $K_5\,K_6 = k = 3{,}4$ kg/Min.

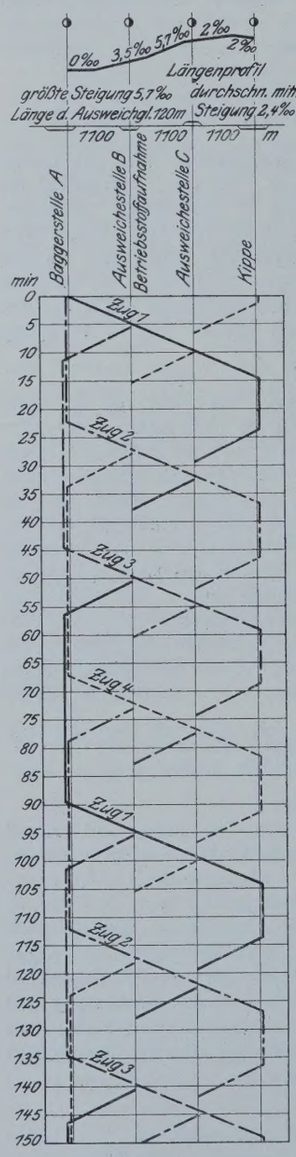


Abb. 7.

Es wird auf dem durchschnittlichen Gefälle 2,4 ‰ mit kleinster Füllung und Kesselbeanspruchung gefahren. Um die Geschwindigkeit von 13,5 km/Std. durchschnittlich beizubehalten, wird der Regler abwechselnd geöffnet und wieder geschlossen, so daß der durchschnittliche Kohlenverbrauch/Min.

$$k' = \frac{k\,b}{a} = \frac{3{,}4 \cdot 4{,}6}{14{,}7} = 1 \text{ kg/Min.}$$

ist. Nach Abb. 6d ist $b = 4{,}6$ und $a = 14{,}7$ (Fahrzeit ohne Bremszuschlag 15,2 Min.). Aus den vorher angegebenen Gründen ist k' nicht kleiner als 1,5 kg/Min. anzunehmen. Gesamtkohlenverbrauch $K = T\,k' = 15{,}2 \cdot 1{,}5 = 23$ kg.

3. Längenprofil mit Anlaufsteigung.

Das Längenprofil ist nach der gestrichelten Eintragung der Abb. 5 geändert und enthält eine Anlaufsteigung von 10 ‰ mit vorgelagerter Wagerechten. Das s/V-Diagramm des beladenen Zuges bei stärkerer Kesselbeanspruchung soll beibehalten werden. Geschwindigkeit am Fuße der Steilrampe $V = 18$ km/Std. Der mittlere Steigungswiderstand, der von der Lokomotivkraft nicht bewältigt werden kann, ist nach dem oberen schraffierten Rechteck von Abb. 6c $s_{a2} = 5{,}2$ ‰. Nach Gl. VIII ist die Länge der Anlaufsteigung, an deren Kopf der Zug zum Halten kommen soll,

$$l_a = \frac{4\,V^2}{s_{a2}} = \frac{4 \cdot 18^2}{5{,}2} = 250 \text{ m,}$$

und die Geschwindigkeit V_e am Kopfe der tatsächlichen Rampenlänge l_s ist nach Gl. IX

$$V_e = \frac{1}{2}\sqrt{s_{a2}\,(l_a - l_s)}$$

$$= \frac{1}{2}\sqrt{5{,}2\,(250 - 230)} = 5{,}1 \text{ km/Std.}$$

Mittlere Geschwindigkeit auf der Anlaufsteigung

$$V_m = \frac{1}{2}\,(18 + 5{,}1) = 11{,}5 \text{ km/Std.}$$

a) Fahrzeit auf der Anlaufsteigung $t = \frac{0{,}23 \cdot 60}{11{,}5}$ . . . = 1,2 Min.

b) Fahrzeit bis zum Fuße der Anlaufsteigung. Die durchschnittliche Steigung dieser Strecke ist 2,5 ‰, der $V = 15{,}8$ km/Std. entspricht. Fahrzeit $t = \frac{1{,}97 \cdot 60}{15{,}8}$. = 7,5 „

c) Strecke hinter der Anlauframpe ($s_d = 0{,}6$ ‰ Steigung, $V_h = 18$) Fahrzeit $\frac{1{,}1 \cdot 60}{18}$ . . . . . = 3,7 „

d) Anfahrzuschlag wie vor . . . . . = 1,0 „

e) Bremszuschlag . . . . . = 0,3 „

Gesamtfahrzeit $T = 13{,}7$ Min.

Der Kohlenverbrauch ist derselbe wie beim ersten Beispiel.

Bildlicher Fahrplan.

Abb. 7 zeigt den für Fahrt und Leerfahrt einschließlich der Aufenthalte aufgestellten bildlichen Fahrplan, nach dem an der Entnahmestelle, den beiden Überholungsstellen, sowie auf der Kippe außer dem durchgehenden Hauptgleis noch je ein weiteres von der Länge eines Zuges + einem Zuschlag von 20 m vorzusehen ist.

Die nach der Baggerstelle zu gelegene Überholungsstation dient zum Betriebsstoffassen, da sie in der Nähe des Werkplatzes liegt. Nach dem bildlichen Fahrplan (Abb. 7) beträgt die Zeit von der Abfahrt an der Baggerstelle bis zur Ankunft dortselbst für jeden Zug 56 Min., wie auch vorher berechnet war. Der Aufenthalt jedes Zuges an der Baggerstelle ist 34 Min. Bei ununterbrochener Tätigkeit gräbt der Bagger in 1 Std. 200 m³, das sind bei 15 % vorübergehender Auflockerung 230 m³/Std. Bei einer Zugfolge von 22,5 Min. (Abb. 7) und 84 m³ Fassungsraum eines Zuges werden von drei Zügen in $3 \cdot 22{,}5 = 67{,}5$ Min. $3 \cdot 84 = 253$ m³ abgefahren (der vierte Zug steht am Bagger). Dies entspricht obiger stündlicher Ladeleistung von $253 \cdot 60 : 67{,}5 = 230$ m³. Da zum Beladen eines Bauzuges nur 22,5 Min. erforderlich sind, so bleiben für den Ausgleich von Unregelmäßigkeiten $34 - 22{,}5 = 11{,}5$ Min./Zug übrig. Während dieser Zeit stehen also zwei Züge an der Baggerstelle.

Der bildliche Fahrplan mit Längenprofil und Streckenplan ist der zeichnerische Ausdruck nicht nur für den Bauzugbetrieb, sondern auch für die bauliche Ausgestaltung der Transportanlage.

Nach dem mitgeteilten Verfahren kann der Bauzugbetrieb so eingerichtet werden, daß das wirtschaftliche Zusammenwirken zwischen ihm und dem Baggerbetrieb gewahrt ist und daß insbesondere bei der rechnerischen Ermittlung des Bauzugbetriebes der logische Zusammenhang zwischen Zuggewicht, Längenprofil, Lokomotivleistung, Kesselbeanspruchung, Fahrzeit und Kohlenverbrauch besteht. Die Anschaulichkeit des zeichnerischen Verfahrens gestattet die für das Kalkulieren erforderliche schnelle Anpassung an die gegebenen Verhältnisse, um das Optimum der Betriebsweise im voraus feststellen zu können.

Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baurat **Schonk** und Reg.-Baurat **Maaske**.

Als Vorbereitung für die Bauausführung der Schleuse Anderten sind seit 1920 fortlaufend umfangreiche Versuche zur Feststellung der für den Schleusenbau geeignetsten Betonmischungsverhältnisse angestellt worden. Über die Ergebnisse dieser Arbeiten soll hier berichtet werden.

Die Versuche sind in der Betonprüfanstalt ausgeführt worden, die der Streckenbauleitung Anderten des Kanalbauamts Hannover angegliedert ist.

Der Beton wurde in einer kleinen Mischmaschine mit Handantrieb, Bauart Dr. Gaspari & Co., Markranstädt, gemischt. Der gleiche Grad der Durchmischung für alle Versuche wurde durch eine gleiche Anzahl von Kurbelumdrehungen herbeigeführt. Die Maschine hatte einen Wasserbehälter mit Pegel, mit dem der Wasserzusatz einer jeden Mischung genau geregelt werden konnte.

Für die Prüfung der Betondruckwürfel und für die normenmäßigen Zementuntersuchungen stand die gewöhnliche Geräteausrüstung einer Zementprüfungsstelle zur Verfügung, d. h. Mischapparat, Hammerapparat, Vicatnadelapparat, Zugmaschine, eine Druckpresse nach Martens für 20er bezw. 30er Würfel und eine Druckpresse nach Amsler-Laffon für die 7er Zementnormenwürfel. Außerdem war ein Satz Siebe von 80 mm Lochweite bis zu 900 Maschen auf 1 cm², sowie die übrige erforderliche Kleinausrüstung vorhanden. Die Probekörper wurden bis zur Prüfung in einem stets frostfrei gehaltenen Keller aufbewahrt. Die Versuche sollten nach Möglichkeit der später n Bauausführung angepaßt werden. Bei der Lagerung und Auswahl der Rohstoffe wurde deshalb etwa mit derselben Sorgfalt verfahren, wie sie bei einer größeren Bauausführung durchführbar ist.

Die Mischungsverhältnisse sind in Raumteilen angegeben. Auch der Wasserzusatz ist in Prozentsätzen auf die Raumteile bezogen.

Als Rohstoffe für den Beton waren gegeben:

a) sandiger Kies aus einer etwa 4 km von Anderten entfernten Kiesgrube (K),
b) Steinsplitt vom Piesberge bei Osnabrück (Sp),
c) Zement aus der Misburger Zementfabrik Germania (Z),
d) Rheinischer Traß (T),
e) Linkkalk (LK).

Zu a) Der Kies ist geologisch und petrographisch untersucht worden. Das Kieslager ist eine eiszeitliche Ablagerung von Gesteinsarten, deren Ursprungsort in Skandinavien zu suchen ist. In der Hauptsache sind Mineralbestandteile von Eruptivgesteinen, wie Quarz, Glimmer und Feldspat, vorhanden. Auch Feuersteine kommen vereinzelt vor. Die Korngrößenzusammensetzung des Kieses ist aus folgender Tabelle ersichtlich.

Der Hohlraumgehalt des Kieses beträgt lose 38 %.

Rückstand in %	Maschen von . . . cm Maschenweite					Siebe mit Maschen auf 1 cm²							Durchgang durch das feinste Sieb
	4	3	2,5	1,5	0,7	4	9	16	60	120	324	900	
Auf den Sieben . . .	0,0	5,3	9,1	12,5	20,1	23,6	32,7	39	60,1	77,6	96,9	99,4	
Zwischen den Sieben	0,0	5,3	3,8	3,4	7,6	3,5	9,1	6,3	21,1	17,5	19,3	2,5	0,6

Zu b) Der Splitt entstammte den Sandsteinbänken des Karbons, die am Piesberge, nördlich von Osnabrück, zutage treten. Der zu den Versuchen verwendete Splitt war gewaschen. Er hatte regelmäßige, etwas plattige Form, war aber scharfkantig und von rauher Oberfläche. Die Korngrößenzusammensetzung des Splittes ergibt sich aus folgender Tabelle:

Korngröße von mm	Korngröße bis mm	Prozentgehalt
. . .	> 40	3,7
40	25	16,16
25	7	80,12
7	0	0,02

Der Hohlraumgehalt des Splittes war lose 49 %.

Zu c) Der Zement wurde von der Misburger Zementfabrik Germania geliefert. Er entsprach in chemischer Hinsicht und in bezug auf Mahlfeinheit, Abbindezeit, Raumbeständigkeit und Festigkeit den Normen. Da die Zemente der anderen bei Anderten liegenden, für die Lieferung in Betracht kommenden Zementfabriken in jeder Hinsicht mit dem Germania-Zement gut übereinstimmten, wurden die Versuche auf Germania-Zement beschränkt.

Zu d) Der verwendete Traß war Rheinischer Traß. Er wurde anfangs von der Firma J. Meurin, Andernach, bezogen. Um eine Belieferung mit peinlichst ausgesuchter, guter Ware zu verhindern, deren Güte bei größerem Verbrauch doch nicht hätte erreicht werden können, wurde der Traß später durch Vermittlung eines hannoverschen Baumaterialienhändlers beschafft, der ihn seinerseits von der Deutschen Traßindustrie Koblenz erhalten hatte. Der zu den späteren Versuchen über den Einfluß verschiedenartiger Lagerung auf die Festigkeit verwendete Traß war vom Deutschen Traßbund Köln geliefert worden. Sämtliche Traßlieferungen wurden in der Betonprüfanstalt in Anderten nach den vom Deutschen Verbande für die Materialprüfungen der Technik am 27. Januar 1922 für die Prüfung von Traß festgelegten Grundsätzen (Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 23; vergl. auch Beton-Kalender 1926, I. Teil, S. 425) geprüft. Alle Lieferungen entsprachen diesen Normen.

Zu e) Der Linkkalk wurde von der Zementfabrik Germania in Misburg bezogen. Er hatte nach Angabe der Fabrik folgende Zusammensetzung:

Glühverluste	17,64 %
Kieselsäure	22,74 %
Eisen und Tonerde	7,2 %
Kalk	51,00 %
Magnesia	Spuren
Sulfate und Sulfide	Spuren.

I. Ziel der Versuche.

Die Versuche zielten zunächst darauf ab, festzustellen:

A. Welche Betonmischungen, gegebenenfalls unter Zusatz von Traß oder Linkkalk den zu stellenden Festigkeitsanforderungen des Baues genügen würden. Dabei wurde verlangt:

a) für den Beton des Unterbaues der Oberhäupter eine Mindestwürfelfestigkeit von 100 kg/cm² nach 56 Tagen;

b) für den Beton der Speicherfundamente, der Oberhäupter und des Unterbaues der Unterhäupter eine Mindestwürfelfestigkeit von 125 kg/cm² nach 56 Tagen;

c) für den Beton der Schleusenkammersohlen eine Mindestwürfelfestigkeit von 100 kg/cm² nach 28 Tagen oder 125 kg/cm² nach 45 Tagen;

d) für den Beton der Speicheraufbauten eine Mindestwürfelfestigkeit von 180 kg/cm² nach 28 Tagen.

B. Ob es möglich sei, mit den gegebenen Rohstoffen einen praktisch wasserundurchlässigen Beton herzustellen. Insbesondere sollten die Betonmischungen A a und A b bei einem dauernden Wasserüberdruck von 0,5 at, die Betonmischungen A c und A d bei einem dauernden Wasserüberdruck von 2 at wasserundurchlässig bleiben.

Die Mischungen A c und A d mußten außerdem genügende Rostsicherheit und ausreichende Haftfestigkeit der Eiseneinlagen aufweisen.

Für die Schleuse kam zunächst die Ausführung in Stampfbeton in Betracht, daneben sollte aber auch von vornherein mit untersucht werden, ob das in Deutschland neue Gußbetonverfahren anwendbar sei. Es wurden demnach die in der folgenden Tabelle unter lfd. Nr. 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15 enthaltenen Versuche durchgeführt, die erkennen ließen, daß die verlangten Festigkeiten mit Stampfbeton leicht zu erzielen waren, mit Gußbeton dagegen nicht.

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis			a) Stampfbeton mit 10 % Wasserzusatz, erdfeucht hergestellt. Druckfestigkeit nach Tagen:			Lfd. Nr.	b) Gußbeton mit 15 % Wasserzusatz. Druckfestigkeit nach Tagen:			Bemerkungen
	Z	T	K	28	56	90		28	56	90	
1	1	—	5	181	.	.	9	62	93	.	Mittel aus je drei Versuchen
2	1	0,33	5	101	.	.	10	65	—	.	
3	1	—	6	147	.	.	11	51	70	.	
4	1	0,33	6	88	.	.	12	48	—	.	
5	1	—	7	125	.	.	13	42	60	.	
6	1	0,33	7	77	.	.	14	46	—	.	
7	1	—	8	118	.	.	15	36	43	.	
8	1	0,33	8	60	.	.	16	27	—	.	

Zur Feststellung, ob durch Traßzusatz bessere Festigkeiten zu erzielen seien, wurden gleichzeitig die Versuche lfd. Nr. 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 angestellt, die aber sowohl bei Stampfbeton als auch bei Gußbeton statt der erwarteten Erhöhung der Festigkeit durch den Traßzusatz eine zum Teil beträchtliche Verschlechterung der Festigkeiten ergaben.

Bei den weiter unten beschriebenen, parallel laufenden Wasserundurchlässigkeitsversuchen hatte sich ergeben, daß Stampfbeton auch in den fettesten Mischungen trotz Traßbeigabe wasserdurchlässig, also unbrauchbar war, daß dagegen Gußbeton bis zu dem mageren Mischungsverhältnis 1 Z + 8 K praktisch wasserundurchlässig blieb. Da die mit Gußbeton erreichten Festigkeiten den Anforderungen nicht genügten, die schlechten Festigkeitsergebnisse des Gußbetons aber offenbar nur auf seinen hohen Wassergehalt zurückzuführen waren, lag es nahe, zu versuchen, durch Verringerung des Wasserzusatzes die Festigkeit des Gußbetons zu verbessern, ohne dabei seine guten Eigenschaften in bezug auf seine Wasserundurchlässigkeit zu beeinträchtigen. Es entstand auf diese Weise ein weicher, steifbreiiger Beton, der nicht mehr so flüssig war, daß er in der Gießrinne floß, der sich wegen seines Feuchtigkeitsgehaltes aber auch nicht mehr stampfen ließ. Im Laufe der Versuche hat sich herausgestellt, daß ein solcher Beton, der bezüglich der Wasserundurchlässigkeit die Eigenschaften des Gußbetons beibehält, noch mit 11 bis 12 % Wasserzusatz hergestellt werden kann. Die Versuche sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt; die Festigkeiten steigen mit fallendem Wasserzusatz. Beton mit 8 bis 10 % Wasser ist noch als Stampfbeton anzusprechen, 12 bis 14 % Wasserzusatz ergibt Weichbeton, bei 15 % Wasserzusatz wird der Beton flüssig.

Der Weichbeton mit 12 bis 14 % Wasserzusatz ergab so ausreichende Festigkeiten, daß mit den Mischungen 1 Z + 7 K und 1 Z + 6 K und 1 Z + 5 K die Festigkeitsanforderungen des Schleusenbetons A a, b und c erfüllt werden konnten.

Den Anforderungen des Betons A d entsprach selbst die Mischung 1 Z + 3 K noch nicht völlig. Es wurde deshalb versucht, den Beton durch Beigabe von Steinsplitt zu verbessern. Die angestellten Versuche beschränkten sich auf die Mischungen

1 Z + 3 K
1 Z + 3,5 K
1 Z + 4 K

mit Beigabe von 1, 1½ und 2 Teilen Splitt. Bei reicherer Splittzugabe drohte die Gefahr der Nesterbildung im Beton. Die Versuchsergebnisse, die völlig befriedigten, sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis			Druckfestigkeit in kg/cm² nach		Bemerkungen
	Z	K	Sp	28 Tagen	45 Tagen	
24	1	3	1	229	272	Mittel aus je neun Versuchen. Wasserzusatz 13 %
25	1	3	1,5	235	274	
26	1	3	2	232	220	
27	1	3,5	1	200	239	
28	1	3,5	1,5	209	233	
29	1	3,5	2	206	230	
30	1	4	1	145	175	
31	1	4	1,5	147	184	
32	1	4	2	156	165	

Danach wurde für den Beton A d Weichbeton im Mischungsverhältnis 1 Z + 3,5 K + 1,5 Sp in Aussicht genommen.

II. Einfluß der Lagerung.

Ein Vergleich der reinen Zementbetonmischungen mit den Zement-Traß-Beton-Mischungen in der nebenstehenden Tabelle zeigt, daß der Traßzusatz bei den meisten Versuchen nicht festigkeitssteigernd, sondern in einigen Fällen sogar festigkeitsmindernd gewirkt hat. Die Ursache wurde in den Lagerungsverhältnissen gesucht. Die Proben waren bisher nach dem Entformen in den Probenkeller gebracht worden, wo sie 14 Tage unter feuchten Säcken, im übrigen bis zur Prüfung an der Kellerluft aufbewahrt worden waren. Zur Feststellung des Einflusses der Lagerung wurden die in der folgenden Tabelle enthaltenen Versuche durchgeführt.

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis			Weicher Beton mit 14 % Wasserzusatz. Druckfestigkeit nach Tagen									Bemerkungen
				a) Feuchte Lag.			b) Nasse Lag.			c) Im Betonblock			
	Z	T	K	28	56	90	28	56	90	28	56	90	
33	1	—	5	117	131	154	83	108	131	106	144	153	Mittel aus je drei Versuchen
34	1	0,33	5	113	126	154	110	137	161	133	148	184	
35	1	—	6	91	106	148	51	77	85	—	—	—	
36	1	0,33	6	97	109	151	75	92	110	—	—	—	
37	1	—	7	73	84	102	42	58	69	68	87	105	
38	1	0,33	7	72	104	122	53	73	84	74	101	129	

Anmerkung: Wegen der verschiedenen Herstellungszeiten der feucht und naß gelagerten und der einbetonierten Proben und wegen der dadurch bedingten Verschiedenheit der Temperaturverhältnisse beim Abbinden und bei der Erhärtung können die Versuche nur zum Vergleich zwischen Zementbeton und Zementtraßbeton innerhalb jeder Gruppe nicht aber zum Vergleich der Gruppen untereinander gelten.

Die Lagerungsverhältnisse waren die folgenden:

a) Feuchte Lagerung.

Die Würfel wurden 14 Tage unter feuchten Säcken, dann bis zur Prüfung an der Luft im Keller aufbewahrt.

b) Nasse Lagerung.

Die Würfel wurden bis zur Prüfung im Keller unter triefend nassen Säcken aufbewahrt. Sie standen etwa 2 cm tief im Wasser.

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis		Festigkeit nach 28 Tagen mit Wasserzusatz von				Festigkeit nach 45 Tagen mit Wasserzusatz von				Festigkeit nach 56 Tagen mit Wasserzusatz von				Bemerkungen
	Z	K	15 % Gußbeton	14 % Weicher Beton	12 % Weicher Beton	10 % Stampfbeton	15 % Gußbeton	14 % Weicher Beton	12 % Weicher Beton	10 % Stampfbeton	15 % Gußbeton	14 % Weicher Beton	12 % Weicher Beton	10 % Stampfbeton	
17	1	3	123	164	178	375	140	213	.	.	177	247	.	.	Mittel aus je drei Versuchen
18	1	3,5	108	139	158	308	.	.	.	.	.	.	.	.	
19	1	4	109	136	142	241	134	166	.	.	142	172	.	.	
20	1	5	62	103	121	181	78	124	.	.	93	138	.	.	
21	1	6	51	96	97	147	57	109	.	.	70	127	.	.	
22	1	7	42	74	88	125	55	101	.	.	60	111	.	.	
23	1	8	36	43	59	118	40	53	.	.	43	58	.	.	

c) Bauwerklagerung.

Die Würfel wurden im Freien auf einem vorhandenen Betonsockel gemäß Abb. 1 dicht geschlossen zusammengestellt, so daß sich die Betonflächen überall berührten. Vor dem Einbetonieren wurde der Würfelblock mit dünnem, wasserdurchlässigem Papier umgeben, um eine Verbindung des Umhüllungsbetons mit den Würfeln und damit ihre Beschädigung beim späteren Herausstemmen zu vermeiden. Durch einen Vorversuch wurde festgestellt, daß die Feuchtigkeit des umhüllenden Betons in einer Nacht vollständig gleichmäßig das Papier durchzogen hatte. Der feuchte Sand auf den oberen Würfeln hatte gleichfalls den Zweck, eine Beschädigung der Würfel beim ersten Durchstemmen der oberen umhüllenden Betonschicht zu vermeiden. Wie zu erwarten war, konnten die Würfel später auch ohne jede Beschädigung herausgenommen werden, wobei alle eine gleichmäßige Feuchtigkeit zeigten. Obwohl der 20 cm starke Umhüllungsbeton nicht als vollkommener Ersatz der großen umgebenden Betonmasse im Bauwerk, besonders nicht in bezug auf die Erhärtungstemperatur angesehen werden kann, gestattet diese Art der Lagerung doch einen Schluß auf die Verhältnisse im Bauwerk selbst.

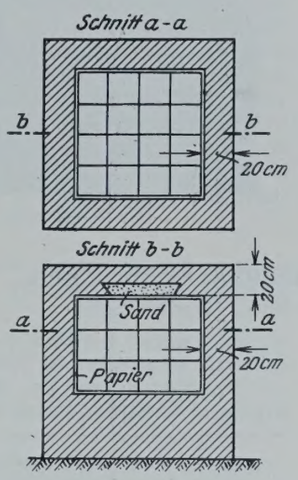


Abb. 1.

Durch die Versuche wurde festgestellt, daß die Lagerungsverhältnisse von besonderem Einflusse auf Traßbeton sind und daß Traß unter bestimmten Umständen nicht festigkeitssteigernd, sondern festigkeitsvermindernd wirkt, was übrigens O. Graf in seinem Buche: „Die Druckfestigkeit der Zementmörtel", S. 49 u. 52 bestätigt.

Traß braucht Wasser, um zur Wirksamkeit zu gelangen. Beton mit Traßzusatz muß zunächst mit Wasserüberschuß angemacht werden, darüber hinaus muß aber für dauernde Nässung gesorgt werden, wenn der Traß wirksam werden soll. Die geringeren Festigkeiten der mit Traßzusatz hergestellten Stampfbetonproben sind offenbar auf Wassermangel zurückzuführen. Es ist anzunehmen, daß bei dem verhältnismäßig stürmisch verlaufenden Abbindevorgange des Zementes das wenige Anmachewasser des erdfeuchten Betons so weit aufgezehrt wird, daß für die später einsetzende und langsamer verlaufende Traßumsetzung kein Wasser mehr verfügbar bleibt. Gußbeton und Weichbeton haben von Anfang an so viel Wasser zugesetzt bekommen, daß noch nach der Zementabbindung für den Traß ein gewisser Vorrat da ist. Wird durch entsprechende Lagerung dafür gesorgt, daß dem Beton auch später stets reichlich Wasser zur Verfügung steht, so wirkt der Traßzusatz erheblich festigkeitssteigernd. Diese festigkeitssteigernde Wirkung wird im Laufe der Zeit besonders auch in solchen Bauwerken eintreten, die nach der Fertigstellung dauernd oder zeitweise unter Wasser zu liegen kommen und denen auf diese Weise das erforderliche Wasser später zugeführt wird.

Zur Feststellung, ob Linkkalk gegebenenfalls an Stelle von Traß zur Verbesserung der Festigkeiten als Zusatz oder als Zementersatz in Betracht käme, wurden Versuche durchgeführt, die auch einen Vergleich des Einflusses der Lagerung auf reinen Zementbeton, Zementtraßbeton und Zementlinkkalkbeton ermöglichen sollten. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis Z	T	LK	K	Art der Lagerung	Druckfestigkeit nach Tagen 28	56	90	Bemerkungen
39	1	—	—	5	a) Feuchte Lagerung	104	130	155	Mittel aus je drei Versuchen Wasserzusatz 13 %
40	1	0,33	—	5		103	141	151	
41	1	—	0,33	5		118	133	161	
42	1	—	—	5	b) Nasse Lagerung	95	124	143	
43	1	0,33	—	5		111	157	174	
44	1	—	0,33	5		110	141	156	
45	1	—	—	5	c) Einbetoniert	102	135	144	
46	1	0,33	—	5		105	144	159	
47	1	—	0,33	5		114	143	157	

Danach ist bei der feuchten Lagerung Zementtraßbeton dem reinen Zementbeton unterlegen, offenbar wegen mangelnder Feuchtigkeit. Linkkalkbeton zeigt bei dieser Lagerung etwas höhere Festigkeiten als Zementbeton. Bei der nassen Lagerung sind die Würfel mit Traßzusatz weit überlegen, während die Linkkalkwürfel etwa die gleichen Festigkeiten zeigen wie bei der feuchten Lagerung. Die reinen Zementbetonwürfel geben bei nasser Lagerung geringere Festigkeiten. Bei den einbetonierten Würfeln sind sowohl die Traß- als auch die Linkkalkwürfel den reinen Zementbetonwürfeln in gleichem Maße überlegen. Der Linkkalk kann also wohl als Traßersatz gelten, besonders da seine Wirksamkeit von den Lagerungsbedingungen weniger abhängig zu sein scheint. Bei ausreichender Feuchtigkeit ist ihm zwar der Traß überlegen. An Stelle von Traß wird Linkkalk aber überall da zu empfehlen sein, wo eine Gewähr für dauernde Naßhaltung des Betons nicht gegeben ist.

Die Tabelle S. 187 läßt erkennen, daß der Kies wenig ganz feine Bestandteile und deshalb verhältnismäßig viel Hohlräume hat. Da die Güte eines Betons abhängig von seiner Dichte, d. h. von seinem Gehalt an Hohlräumen ist, lag es nahe, diesem Mangel des Kieses durch Zusatz von feinem Material abzuhelfen und dadurch die unzweifelhaft auch im Weichbeton noch vorhandenen Hohlräume zu vermindern. Die ersten Versuche, die zunächst mit feinem Sand vorgenommen wurden, der sich in einer schwachen Ader im Kieslager fand, blieben ohne Erfolg. Es gelang dagegen, durch Zusatz von Kiesmehl oder Splittmehl die Hohlräume herabzumindern.

Als Rohstoff dienten für das Kiesmehl der Versuchskies und für das Steinmehl der Piesberger Splitt. Beide Rohstoffe wurden in der Mühle einer nahe gelegenen Zementfabrik zementfein gemahlen. Vor der Mischung des rohen Kieses mit den Mehlen wurde das Mischgut getrocknet. Das Mischen geschah nach Raumteilen. Es galt zunächst, die Hohlräume in einem losen Gemisch von Kies und Kiesmehl oder Splittmehl festzustellen. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Bezeichnung des Gemenges	Art der Herstellung	Das Gemisch enthielt: Feste Masse %	Hohlräume %	Bemerkungen
48	Kies	trocken gemischt, lose eingelaufen	62	38	Mittel aus je vier Versuchen mit 120 l Masse
49	„ + 10 % Kiesmehl		63,5	36,5	
50	„ + 10 % Steinmehl		62,7	37,3	
51	„ + 20 % Kiesmehl		65,7	34,3	
52	„ + 20 % Steinmehl		65,7	34,3	

Um ein Bild von den im fertigen Beton noch vorhandenen Hohlräumen zu gewinnen, wurden weitere Versuche durchgeführt, bei denen das vorher getrocknete Gemisch in Wasser eingerührt wurde. Dabei wurde durch Stochern mit einer Maurerkelle dafür gesorgt, daß möglichst alle Luft aus dem Gemisch entweichen konnte. Das Gemisch war schließlich von derselben Konsistenz wie Weichbeton. Für die Versuche mußten Zement und Traß durch indifferentes Material ersetzt werden, das gegen die Einwirkung des Wassers unempfindlich war. Sehr geeignet war hierzu das Kiesmehl, das bis zur Zementfeinheit gemahlen war (Rückstand auf dem 900er Maschensiebe 0,4 %) und dessen spezifisches Gewicht (1,2) dem des Zementpulvers nahekam.

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis Z	T	KM	SM	K	Hohlraum d. fertigen Gemisches	Druckfestigkeit nach Tagen 28	90	Spezifisches Gewicht	
53	—	—	—	—	3,5	27,2	—	—	—	Mittel aus je drei Versuchen zu 120 l
54	—	—	0,35	—	3,5	24,1	—	—	—	
55	—	—	0,70	—	3,5	22,6	—	—	—	
56	—	—	—	0,35	3,5	24,1	—	—	—	
57	—	—	—	0,70	3,5	22,6	—	—	—	
58	1	—	—	—	3,5	22,0	255	264	2,27	Mittel aus je drei Versuchen
59	1	0,1	—	—	3,5	21,5	247	297	2,25	
60	1	0,2	—	—	3,5	21,0	268	315	2,27	
61	1	0,33	—	—	3,5	20,0	266	315	2,26	
62	1	—	0,1	—	3,5	21,5	267	283	2,31	
63	1	—	0,2	—	3,5	21,0	268	292	2,27	
64	1	—	0,33	—	3,5	20,0	271	296	2,25	
65	1	—	—	0,1	3,5	21,5	249	273	2,26	
66	1	—	—	0,2	3,5	21,1	252	280	2,25	
67	1	—	—	0,33	3,5	21,1	251	276	2,25	
68	1	0,33	0,1	—	3,5	20,9	244	302	2,24	
69	1	0,33	0,2	—	3,5	20,7	242	314	2,24	
70	1	0,33	0,3	—	3,5	20,6	233	308	2,24	
71	1	0,33	—	0,1	3,5	20,9	227	294	2,23	
72	1	0,33	—	0,2	3,5	20,7	222	301	2,22	
73	1	0,33	—	0,3	3,5	20,58	213	215	2,21	

Die Versuche lassen erkennen, daß durch den Zusatz von Kiesmehl oder Steinmehl der Hohlraumgehalt im losen Gemisch etwas verringert werden kann, daß diese Hohlräume des losen Gemisches im fertigen Beton aber nicht mehr vorhanden sind. Durch das Einstochern im Wasser werden die Hohlräume des unvermischten Kieses an sich schon beträchtlich ver-

mindert, nämlich von 38 auf 27,2 %. Durch den Zusatz von ganz feinem Kiesmehl oder Steinmehl tritt eine weitere Verdichtung des Betons ein. 20 % Hohlräume verbleiben aber auch in dem dichtesten Gemisch. Theoretisch dürfte ein solches Gemisch, da eine volle Verkittung der Hohlräume des Kieses durch die Bindemittel und das Kiesmehl möglich ist, nur etwa 10 % Hohlräume enthalten, d. h. es dürften nur die zwischen den feinsten Gemengteilen unvermeidlicheu Hohlräume verbleiben. Daß tatsächlich doppelt soviel Hohlräume vorhanden sind, läßt erkennen, daß die Einlagerung der Kittmasse in die Kieshohlräume nicht vollkommen eintritt.

Immerhin hatten die Versuche gezeigt, daß eine Verbesserung des Betons, die sich auch in den Festigkeitszahlen kundgibt, durch Zusatz von Feinmaterial zu erzielen ist. An und für sich hätte als Zusatz Kiesmehl oder Steinmehl genügt. Da aber das Mahlen des Kieses auf der Baustelle oder in einer der nahe gelegenen Zementfabriken undurchführbar war, da ferner erwartet werden durfte, daß bei Weichbeton und genügender Feuchthaltung des Baues durch den nicht kostspieligeren Zusatz von Traß eine Steigerung der Festigkeit eintreten würde, wurde für den gesamten Schleusenbeton ein Zusatz von Traß für zweckmäßig erachtet, und zwar wurde ein Zuschlag von 0,33 Teilen Traß gewählt, da nach den Versuchen ein Zuschlag von 0,33 Teilen Feinmaterial die günstigsten Ergebnisse für die wichtigste Mischung 1 Z + 3,5 K + 1,5 Sp ergeben hatte. Durch den Zusatz von Traß statt eines indifferenten Mehles wird außerdem der Vorteil erreicht, daß sich der im Zement vorhandene Überschuß von Kalk mit dem Silikat im Traß im Laufe der Zeit bei Vorhandensein von Wasser zu unlöslichem kieselsauren Kalk verbindet, so daß eine weitere Erhöhung der Festigkeit erzielt wird. Aus diesem Grunde war der Traßzusatz bei den Speicherfundamenten und den Schleusenkammersohlen, die später dauernd unter Wasser liegen, von vornherein in Aussicht genommen worden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken.

Von Dipl.-Ing. **Wilhelm Ruer**, München-Solln.

Die folgenden Zeilen und Bilder möchten einiges von dem zeigen, was eine Truppe geleistet hat, die in der Öffentlichkeit fast nie hervortrat und doch ein wesentlicher Bestandteil unseres deutschen Heeres war. Ich meine die Eisenbahntruppe und im besonderen die Eisenbahnbaukompanie.

Das Arbeitsfeld der Eisenbahnbaukompanie war sehr umfangreich. Kurz angedeutet, umfaßte es: Vollbahn-, Feldbahn- und Förderbahnbau, die bauliche Erweiterung von Bahnhofsanlagen, der Bau von Wegen und Knüppeldämmen, das Legen der Eisenbahntelephonleitungen und das Bohren von Brunnen. Ferner gehörte dazu das Sprengen von Bahnen, Gebäuden, Brücken, Unterständen usw., schließlich der Bau von Brücken und die behelfsmäßige Wiederherstellung von Brücken.

Auf die behelfsmäßige Wiederherstellung von Brücken, und zwar insbesondere von Eisenbahnbrücken, sei hier etwas näher eingegangen.

Die Hauptrolle spielte stets die außerordentlich kurze Zeit, die man zur Verfügung hatte, denn wirklich behelfsmäßige Brücken baute man nur im Bewegungskriege, und hier war eben eine möglichst kurze Bauzeit das allerwichtigste; handelte es sich doch darum, die vorgehenden Truppen durch zwar vorhandene, aber gesprengte Brücken gesperrte Bahnen schleunigst an ihre Depots und Reserven wieder anzuschließen.

An Baustoffen nahm man, was eben gerade in der Nähe der betreffenden zerstörten Brücke vorhanden war, wie Eisenbahnschwellen und -schienen, Eisenträger, irgendwelches Bauholz oder Bäume, die geschlagen wurden, noch brauchbare Teile der alten, zerstörten Brücke und in einigen Fällen auch fertige „Kriegsbrückenkonstruktionen", die aber meist nicht zur Stelle waren, wenn man sie brauchte. Auf ein sparsames Bauen wurde naturgemäß gar keine Rücksicht genommen, die Hauptsache war, wie gesagt, daß die Brücke möglichst rasch für jeden Zug wieder fahrbar wurde.

Hier seien kurz die Hauptberechnungsgrundlagen angedeutet, denn auch diese Brückenbauten mußten berechnet werden, nicht aber um Material zu sparen, sondern lediglich um zu prüfen, ob das gerade vorhandene Baumaterial auch mit der vorgeschriebenen Sicherheit der Beanspruchung gewachsen war, der es an dem Platze in der Brücke ausgesetzt wurde, an dem es eingebaut werden sollte.

1. Die Rammformel. Immer Handzugrammen mit 500 kg Bärgewicht bei der schweren, hölzernen Ramme, 350 kg bei der leichten, eisernen Ramme.

Zur Berechnung der mindestens erforderlichen Eindringungstiefe der Pfähle wurde die Brenneckesche Rammformel benutzt. Diese lautet:

$$e = \frac{m}{n}\left(\frac{Q \cdot h}{P} - \frac{P}{20\,600}\right) \text{ in cm.}$$

Hierin bedeutet:

Q = Bärgewicht in kg,
h = Fallhöhe in cm,
P = zulässige Belastung des Pfahles in kg,
m = Anzahl der Schläge bei der letzten Hitze,
n = Sicherheitszahl (etwa = 5).

Die Eindringungstiefe bei der letzten Hitze durfte höchstens 30 cm, die Pfahlbelastung nicht mehr als 30 t betragen.

2. Die Knickung. Zur Berechnung auf Knickung wurde nur die Eulersche Formel benutzt. Die Berechnung mußte bei Holzpfählen, die fast ausschließlich angewendet wurden, stattfinden, wenn bei rundem Querschnitt $\frac{l}{d} > 12$ oder bei rechteckigem Querschnitt $\frac{l}{b} > 14$ war.

3. Die Biegung. Die zulässigen Biegungsbeanspruchungen waren für Holz mit $\sigma = 100$ kg/cm², für Flußeisen $\sigma = 800$ bis 1000 kg/cm² vorgeschrieben. Durchlaufende Träger wurden meist als einzelne Träger auf je zwei Stützen berechnet. Für alle voraussichtlich vorkommenden Fälle gab es gute Bemessungstabellen.

Zum Schluß sei noch eine interessante Tabelle aus dem Taschenbuch für den Offizier der Verkehrstruppen angefügt:

Für 1 lfd. m **neu** zu erbauender Vollbahnbrücke waren an zehnstündigen Arbeitsschichten bei geübter Mannschaft erforderlich:

Höhe der Brücke in m bis	Bei Gewinnung des Holzes			
	fertig zur Stelle	in unmittelbarer Nähe zu schlagen	zu schlagen und heranzuführen	geflößt auf großen, stark fließenden Strömen
	Arbeitsschichten			
4 m	5	10	15	20
8 „	10	15	20	25
12 „	15	20	25	30

Später wurden viele der behelfsmäßig wiederhergestellten Eisenbahnbrücken durch Privatfirmen in friedensmäßiger Weise umgebaut.

Ich möchte im folgenden an Hand von Skizzen und Bildern zeigen, wie solche behelfsmäßigen Eisenbahnbrücken gebaut wurden und wie sie in betriebsfähigem Zustande aussahen.

In der Nähe von Lodz in Polen stand 1915 einige Zeit die in Abb. 1 gezeigte Brücke.

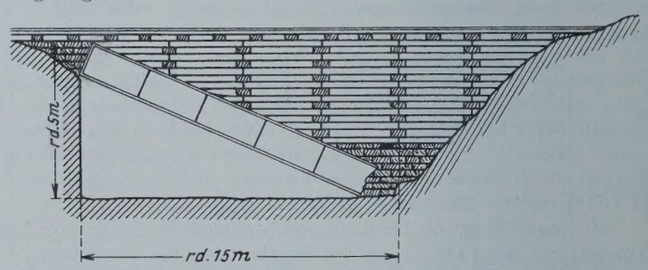


Abb. 1. Brücke bei Lodz (Polen).

Der eiserne Vollwandträger war an einem Ende gesprengt worden, das andere Ende war auf dem Auflager liegengeblieben. Da nur Eisenbahnschwellen zur Verfügung standen, wurde nur mit solchen die Brücke wiederhergestellt, und zwar derart, daß auf die halb herabgestürzte Brücke einfach ein großer Schwellenstapel gesetzt wurde.

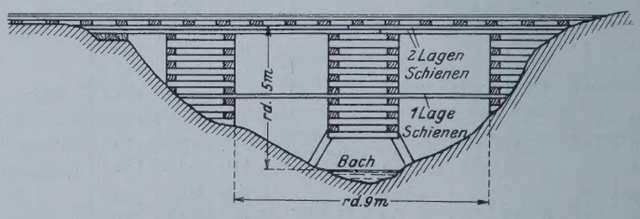


Abb. 2. Brücke bei Lyck (Ostpreußen).

In Abb. 2 folgt eine Brücke, zweigleisig, die aus Schwellen und Eisenbahnschienen wieder erbaut worden war. Sie stand in Ostpreußen, unweit Lyck, und ersetzte eine gesprengte Steinbogenbrücke.

Abb. 3 zeigt eine zweigleisige Brücke vor dem Bahnhof Lyck in Ostpreußen, ebenfalls ursprünglich eine Steinbogenbrücke. Als Mittelpfeiler wurde ein großer Schwellenstapel errichtet. Überbrückt wurde der Fluß durch breitflanschige I-Träger.

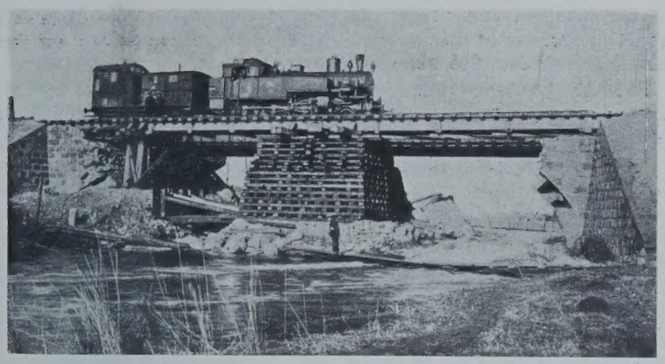


Abb. 3. Brücke vor Bahnhof Lyck.

Bei dem Bau sämtlicher folgender Brücken bin ich zugegen gewesen, weshalb ich genauere Angaben über den Bau aus meinem Tagebuch machen kann.

Auch die nächste Brücke (Abb. 4) war eine zweigleisige Steinbogenbrücke bei Lyck in Ostpreußen. Sie war bei dem deutschen Rückzuge Herbst 1914 gesprengt und von den Russen mit Eisenbahnschienen und -schwellen wiedergebaut worden. Während der Masurenschlacht Februar 1915

Abb. 4. Brücke bei Lyck.

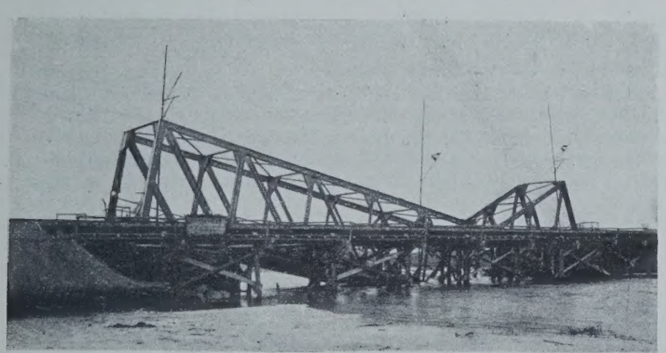


Abb. 5. Brücke bei Lyck.

zerstörten die Russen ihre Brücke wieder. Von uns wurden die Brückenreste beiseitegeräumt, auf beiden Ufern Auflager durch Schwellenroste geschaffen und darüber zur Überbrückung acht I-Träger gelegt. Die Bauzeit dieser zweigleisigen Brücke betrug sechs Tage, die Länge rd. 12 m. Die Eisen, die etwas unterhalb und parallel zu den Trägern der neuen

Abb. 6. Brücke bei Cuprija (Serbien) gesprengt.

Abb. 7. Brücke bei Cuprija. Wiederhergestellt.

Brücke über dem Bach liegen, sind die beiseitegeräumten Brückenschienen der alten russischen Brücke.

Die eingleisige, von den Russen gesprengte Brücke (Abb. 5) stand ebenfalls in der Nähe von Lyck in Ostpreußen. Da die alte, eiserne Brücke nicht mehr verwendbar war, bauten wir daneben eine neue Brücke mit gerammten Jochen und I-Träger-Überbrückung. Diese neue Brücke war 53 m lang und rd. 3,50 m über dem Wasserspiegel. Die größte Spannweite betrug 11 m, die Bauzeit genau sieben Tage. Es waren etwa 30 Pfähle mit der Handramme, Bärgewicht 500 kg, zu rammen. Während der Probefahrt senkte sich die Mitte des mittleren Feldes um 2,5 cm und hob sich nach der Belastung wieder fast um dasselbe Maß.

Abb. 6 zeigt eine eingleisige Brücke bei Cuprija in Serbien in dem Zustande, wie wir sie antrafen. Die Spannweite betrug etwa 25 m. Die eiserne Brücke war durch die Sprengung und den nachfolgenden Sturz so verbogen, daß sie nicht mehr verwendbar war. Sie wurde mittels Wasserstoffgebläses auseinandergeschnitten und die Teile beiseitegeschafft. In der Mitte der Spannweite wurde ein Bock aus Holz gebaut, und die Öffnungen wurden dann mit I-Trägern überspannt. Zum Schutze gegen Treibeis wurde der Bock zum Schluß ummauert. Bauzeit acht Tage.

Abb. 7 gibt die fertige Brücke in betriebsfähigem Zustande wieder.

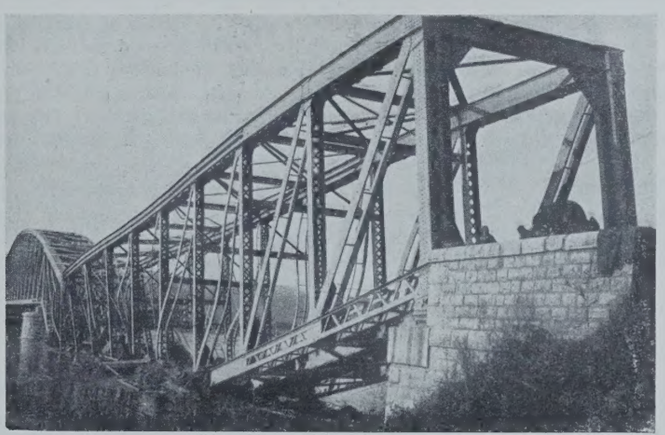


Abb. 8. Die Morawabrücke bei Cuprija (Serbien) Strecke Belgrad—Nisch in gesprengtem Zustande.

Abb. 9. Die Morawabrücke. Blick in die gesprengte Brücke.

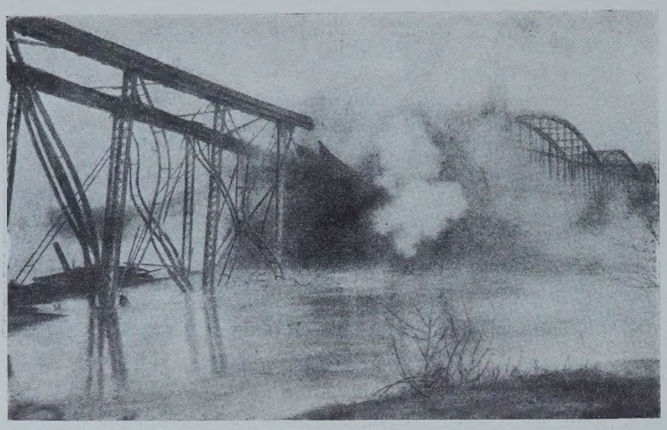


Abb. 10. Die Morawabrücke. Sprengen der lästigen Brückenteile.

Wir kommen nun zu der eingleisigen Brücke über die Morawa bei Cuprija in Serbien, Strecke Belgrad—Nisch, die von den Serben auf ihrem Rückzug im Herbst 1915 gesprengt worden war.

Aus Abb. 8 ist ersichtlich, wie sich die Zugstreben durch den Sturz verbogen hatten, auch erkennt man die große Menge durch gerade herrschendes Hochwasser angeschwemmten Treibholzes.

Abb. 9 zeigt einen Blick vom Portal aus in die gesprengte Brücke hinein. Man sieht hier noch besser die verbogenen Zugstreben und auch, daß sich die Obergurte ebenfalls stark verbogen haben.

Da eine Verwendung dieser alten Brückenreste ausgeschlossen war und ein vorheriges autogenes Zerschneiden zu viel Zeit gekostet hätte, bauten wir, wie Abb. 11 bis 13 lehren, in die alte Brücke hinein unsere neue Konstruktion mit gerammten, hölzernen Pfahljochen und Breitflansch-I-Trägern als Überbrückung.

Zunächst wurden die Teile der alten Brücke, die in das Profil (den für die Züge freizuhaltenden Raum) hineinragten, von uns weggesprengt.

Abb. 10 zeigt das Bauwerk im Augenblick der Sprengung dieser lästigen Brückenteile. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Hans W. Schultz †.

Am 21. Februar 1926 setzte ein sanfter Tod dem Leben des Geheimen Baurats Dr.-Ing. ehr. Hans W. Schultz ein rasches Ende.

In Bromberg am 4. April 1859 geboren, vollendete er dort seine Schulausbildung und studierte dann auf der damaligen Gewerbe-Akademie und auf der Technischen Hochschule zu Berlin. Von dem zunächst erwählten Maschinenbau wandte er sich dem Bauingenieurwesen zu und tat als Regierungsbauführer von Anfang 1884 ab Dienste bei dem Ausbau der Berliner Stadtbahn. Den Rest seiner bis zum Frühjahr 1888 ausgedehnten Bauführertätigkeit widmete er in erfolgreicher Weise verschiedenartigen Anlagen der Marine-Hafenbaukommission zu Wilhelmshaven. Dort entwickelte sich seine Vorliebe für den Seebau, und dort wurde der Grund gelegt für sein großes Können und seine außergewöhnlichen Leistungen auf diesem Gebiet.

Nach Ablegung der Staatsprüfung trat der junge Regierungsbaumeister im Frühjahr 1889 bei der Kanalkommission in Kiel in Dienst, arbeitete daselbst bis zum Herbst 1896 und hatte unter Fülschers Leitung nicht unwesentlichen Anteil an dem guten Gelingen des Neubaues des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Während der darauf folgenden nahezu dreijährigen Tätigkeit als Hilfsarbeiter in dem preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten verfaßte er in Gemeinschaft mit dem Geheimen Oberbaurat Fülscher die in der Zeitschrift für Bauwesen veröffentlichte Beschreibung der Bauausführungen des genannten Kanals, die auch als Sonderdruck erschienen ist.

Nach verhältnismäßig kurzer Tätigkeit in den Hafenbauämtern zu Stettin und zu Tönning, wo ihm der Entwurf und die Ausführung eines elektrischen Schnellblinkfeuers auf Helgoland oblag, übernahm Hans W. Schultz im Herbst 1902 das Wasserbauamt Harburg und leitete gleichzeitig die Erweiterungsbauten der dortigen städtischen Hafenanlagen.

Inzwischen wurde infolge des stetigen Anwachsens der Schiffsabmessungen die Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals notwendig, die von dem Dahingeschiedenen, bei dem ein reicher Schatz von Wissen mit Verständnis für die praktische Ausführung sowie mit Verwaltungsgeschick glücklich vereint war, in vorbildlicher Weise durchgeführt wurde. Auch die Unterhaltung und den Betrieb des Kanals leitete er demnächst, und zwar mit solchem Erfolge, daß ihm im Frühjahr 1915 auch die Geschäfte des Präsidenten des Kanalamtes übertragen wurden.

Im Jahre 1920 nach Berlin berufen, bearbeitete er als Ministerialrat der Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums die Angelegenheiten der deutschen Nordseeküsten und der oldenburgischen Wasserstraßen.

Im Sommer 1923 zum ordentlichen Mitgliede der Preußischen Akademie des Bauwesens ernannt, trat der jetzt Entschlafene, hoch beglückt durch seine Ernennung zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber von seiten der Technischen Hochschule Berlin, mit Schluß des genannten Jahres in den Ruhestand. Die mehr als schlichte Form, die seinem Austritt aus dem Dienst gegeben wurde, hat ihn schwer verletzt; größer aber war der Schmerz des begeisterten Vaterlandsfreundes darüber, daß der Kaiser-Wilhelm-Kanal, das Hauptwerk seines Lebens, die ihm zugedachten Aufgaben nach dem Zusammenbruch des Deutschen Reiches nicht mehr in der erhofften Weise erfüllen kann.

Der Verewigte hatte eine ungemein liebenswürdige Art in dem Umgange mit den ihm nachgeordneten Beamten. In schlichter Ruhe verstand er es, Persönlichkeiten an sich zu ziehen und zu fesseln, und in ihnen das Streben nach vollster Pflichterfüllung zu wecken und rege zu halten, die ihm über alles ging.

In stiller Wehmut gedenken wir des Dahingegangenen, der unvermählt geblieben war, und trauern mit seinen zurückgebliebenen Geschwistern; und wir alle empfinden bei diesem Heimgange wiederum die Wahrheit der herrlichen Worte des Psalmisten über das menschliche Leben, von dem er sagt „und wenn es köstlich gewesen ist, so ist es Mühe und Arbeit gewesen".

Berlin. Ottmann.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. März ausgegebene Heft 5 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: H. Großmann, E. Fahrenkamp: Der neue Saalbau in Mülheim a. d. Ruhr. — Baurat Niggemeyer: Einheitshausbau. — Dr.-Ing. Leo Adler: Über Gestaltungsgrundlagen der Baukunst. — Dr.-Ing. Alfred Gellhorn: Die Typisierung der Wohnung.

Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, vom 5. März 1926 — 82 D 3095. — **betreffend die Berechnung eiserner Brücken.** Unter Bezugnahme auf das Schreiben vom 25. September 1925 — 82 D 14770 — weisen wir darauf hin, daß die Stoßzahlen für geschweißte Schienenstöße auch bei der Berechnung derjenigen Bauglieder von neuen Brücken der Klasse E zugrunde zu legen sind, für deren Berechnung die Lastgruppe der Abb. 18 der Berechnungsgrundlagen von 1925 maßgebend ist.

Entwicklung des Seezeichenwesens an der deutschen Küste im letzten Jahrzehnt. Gelegentlich der Tagung des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Berlin am 1. März d. J. hielt Geheimer Oberbaurat G. Meyer über obigen Gegenstand einen Vortrag, dem wir folgendes entnehmen. — Während die Tagesbezeichnung der deutschen Küsten und Fahrwasser schon vor der Berichtszeit im wesentlichen vereinheitlicht war und die Herstellung der Leuchten in Deutschland schon einen hohen Stand der Vollkommenheit erreicht hatte, ist, veranlaßt durch die sprunghafte Entwicklung der Lichttechnik und der Funktelegraphie und -telephonie, eine wesentliche Verstärkung der Leuchtfeuer und eine Verbesserung der Nebelbezeichnung möglich gewesen. — Der Sicherung der Schiffahrt bei Tage dienen die Leuchttürme, Baken und sonstigen Landmarken, die Tonnen und Feuerschiffe. Je nach Liegeort und Zweck der Tonnen unterscheidet man Bakentonnen, Leucht-, Heul- und Glockentonnen, Spieren-, Spitz-, Stumpf-, Kugel- und Faßtonnen. Als weitere Unterscheidungsmerkmale dienen Toppzeichen, Anstrich und Aufschrift. Da die grüne Farbe lediglich der Wrackbezeichnung vorbehalten bleiben soll, erhalten in neuerer Zeit die Telegraphentonnen statt des grünen einen schwarzen Anstrich. — Die festen und schwimmenden Leuchtfeuer, die die Führung der Schiffahrt bei Dunkelheit übernehmen, bestehen aus Lichtquelle, Leuchte, Kennungseinrichtung und Bauwerk oder Schwimmkörper. Die steigenden Ansprüche der Schiffahrt in Verbindung mit der Vervollkommnung der Lichttechnik sind Veranlassung gewesen, die Lichtstärke und damit die Tragweite der Leuchtfeuer nicht unbeträchtlich zu erhöhen. Es ist gelungen, Flüssiggasglühlichtbrenner bis zu 80 mm Strumpfdurchm. mit einem Gasverbrauch bis zu 350 l/Std. und mit Flächenhelligkeiten bis zu 60 HK/cm² zu bauen. Umfangreiche Versuche im Seezeichenversuchsfeld in Verbindung mit der A.-G. J. Pintsch haben diesen Erfolg ermöglicht. Die Osramwerke haben elektrische Glühlampen entwickelt, die einen Stromverbrauch bis 3000 Watt erfordern und mit Hilfe von Spiegeln Flächenhelligkeiten von 1200 HK/cm² erreichen. Da die Lampen jede gewünschte Form des leuchtenden Körpers erhalten können, sind sie für Leuchtfeuerzwecke besonders geeignet. Selbsttätige Lampenwechselvorrichtungen, die beim Versagen des elektrischen Stromes oder beim Durchbrennen der elektrischen Glühlampen eine Flüssiggasglühlampe in den Brennpunkt der Leuchte bringen, ermöglichen es, die Feuer an das Netz

der Überlandzentralen anzuschließen. Dadurch werden beträchtliche Ersparnisse an Wartungs- und Transportkosten erzielt. Kontrollvorrichtungen rufen den Wärter herbei, falls Stromstörungen das Einschalten der Ersatzlampen veranlaßt haben. Bei größeren Leuchtfeueranlagen sind noch besondere Maschinensätze vorhanden, um bei Störungen von längerer Dauer den Strom selbst erzeugen zu können. — Die Kennungseinrichtungen werden durch Uhrwerke, Druckluft, Elektrizität oder Gas betätigt. Die Erzeugung der Kennung geschieht durch Färben oder Verdunkeln des Lichtstromes oder durch zeitweiliges Verlöschen der Lichtquelle. Man unterscheidet feste Feuer, unterbrochene Feuer, Blink- oder Blitzfeuer und Wechselfeuer. Redner erläutert Zweck und Wirkungsweise der Leitfeuer, Richtfeuer und Quermarkenfeuer und ihre Anwendungsgebiete. Die Sicherung der Schiffahrt bei Nebel ist eine der schwierigsten Aufgaben des Seezeicheningenieurs. Die Luftnebelsignale sind für die Schiffahrt nur ein sehr unsicheres Hilfsmittel. Man versuchte daher, das Wasser als Schallträger für Nebelsignale mit heranzuziehen. Obwohl die Schallgeschwindigkeit im Wasser erheblich höher ist als in der Luft, sind auch Störungen infolge verschiedener Dichte des Wassers nicht ausgeschlossen. Die einfachsten Luftnebelsignale, von Hand angeschlagene Glocken, Gongs oder mit dem Munde geblasene Trompeten, besitzen ihrer Arbeitsleistung entsprechend nur geringe Tragweite. Kräftiger wirkt das Zungenhorn, dessen Stahlzungen durch Dampf oder Druckluft in Schwingung versetzt werden. Die größte Tragweite ist mit Sirenen zu erzielen, die mit Druckluft von 2,5 at Spannung betrieben werden. Neuerdings werden elektromagnetische Luftschallsender benutzt. Bei 300 Watt ausgestrahlter Leistung sind sie hinsichtlich der Lautstärke einer mittleren Kolbensirene mit rd. 15 PS Energiebedarf gleichwertig, besitzen aber infolge ihrer leichteren Steuerfähigkeit den großen Vorteil, daß eine viel schnellere Wiederkehr des Signals möglich ist. Bei einem Luftschallsignal nimmt das Ohr den Ton unmittelbar auf, die Tragweite hängt daher hauptsächlich von der Stärke des Senders ab. Beim Abhören eines Wasserschallsignals sind dagegen Empfänger nötig, um die erzeugten Wellen aufnehmen zu können. Die Beobachtungsweite wird daher neben der Stärke des Senders auch von der Empfindlichkeit des Empfängers beeinflußt. Die früher verwendeten, mit Preßluft angetriebenen Glocken werden neuerdings durch elektromagnetische Wasserschallsender ersetzt, die entweder durch einen Schacht des Feuerschiffes ins Wasser gehängt werden oder an anderen Stellen in einem Gestell aufgehängt unmittelbar auf dem Meeresboden ruhen. — Von weit größerer Bedeutung für die Schiffahrt bei Nebel ist die Ausnutzung der elektrischen Wellen geworden. Redner gibt eine Darstellung der langjährigen Versuche des In- und Auslandes, die nötig waren, um dieses Ziel zu erreichen. Im Jahre 1924 ist in Deutschland erstmalig ein Feuerschiff unter tatkräftiger Mitarbeit der A.-G. Telefunken-Berlin und der Signalgesellschaft Kiel mit einem Funknebelsender ausgerüstet worden, der mit dem Luftschallsender und dem Wasserschallsender in sinnreicher Weise gekuppelt worden ist. Alle drei Signale werden von einem Kennungsgeber betätigt, dessen Motor, um die Abgabe der Signale möglichst genau zu den festgesetzten Zeiten zu ermöglichen, durch ein Chronometer gesteuert wird. Redner beschreibt die Wirkungsweise der Signale. Das Funknebelsignal dient dem Schiffer nicht nur zur Richtungsbestimmung, sondern er ist auch imstande, bei gleichzeitigem Abhören des Wassernebelsignals seinen Abstand von der Signalstelle zu bestimmen. Zwei weitere Feuerschiffe der Nordsee sind im Jahre 1925 mit den neuen Signaleinrichtungen versehen worden. Im ganzen sollen fünf Feuerschiffe und die zu ihnen gehörenden Bereitschaftsschiffe die Signale erhalten. Im Belange sicherer Beobachtung und zur Vermeidung von Verwechslungen hat es sich als notwendig herausgestellt, die Signale der Feuerschiffe nicht nur zu verschiedenen Zeiten zu geben, sondern den Schiffen auch verschiedene Wellen und verschiedene Töne zuzuweisen. Als Wellenbereich stehen 940 bis 1050 m zur Verfügung und voraussichtlich als Tonschwingungszahlen 500, 700 und 900 Schwingungen in der Sekunde für die ungedämpft modulierten Wellen. Die Einführung der Signale hat den weiteren Vorteil gebracht, daß es nach Einbau der für sie notwendigen Maschinen und Sammler möglich war, auch das von den Feuerschiffen bezeigte Feuer künftig elektrisch zu betreiben, bis auf das 15 fache der gisherigen Lichtstärke zu verstärken und bei einem Teil der Schiffe die veraltete und zu Verwechslungen Anlaß gebende Festfeuerkennung durch unterbrochene oder Blinkfeuer-Kennungen zu ersetzen. — Zum Schluß der bemerkenswerten, durch zahlreiche Lichtbilder erläuterten Ausführungen wies Redner auf die Bestrebungen des Völkerbundes hin, die unter Mitarbeit Deutschlands die Vereinheitlichung der Seezeichen in allen Meeren der Welt zum Ziele haben.

Geräte und Maschinen des amerikanischen Landstraßenbaues bildeten den Gegenstand eines Vortrages, den Prof. Dr.-Ing. Woernle von der Deutschen Technischen Hochschule Danzig im Rahmen der diesjährigen Tagung des Deutschen Zementbundes am 3. März hielt und der ein erstes Ergebnis seiner Studienreise in den Vereinigten Staaten darstellte.

Dank dem Entgegenkommen, das der Vortragende bei den amerikanischen Behörden, Hochschulen und Baufirmen gefunden, vermochte er ein lückenloses Bild aller bei der Entstehung einer amerikanischen Straße nacheinander zur Verwendung kommenden Maschinen zu geben, von der mit Pferden gezogenen Schleppschaufel und dem Fresno- oder Wheeled-Scraper bis zu dem Finisher mit Gasolinantrieb nach Ausführung Lakewood[1]), Ord oder Dunn. Bemerkenswert ist insbesondere die Verwendung von Kleinlöffelbaggern auf Raupen.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11 u. 16 sowie Beton u. Eisen 1924, Heft 20.

Infolge der gegenüber deutschen Verhältnissen weit vorgeschrittenen Mechanisierung des Straßenbaues, insbesondere des Baues der Betonstraßen ergibt dieser Rekordleistungen bis zu 800 m je Schicht und Maschineneinheit bei 13 stündiger Arbeit und bei 5,5 m Straßenbreite. Die bei dieser allgemein üblichen Breite in 10 stündiger Schicht erzielten Durchschnittsleistungen dürften auf 250 bis 350 lfd. m zu beziffern sein. Sosehr der Vortragende die große Sorgfalt betonte, die der Amerikaner auf Profilierung, Ausführung und Nachbehandlung der Straßen verwendet[1]), empfahl er doch die dortige etwas großzügigere Auffassung, die — z. B. bei der in Deutschland noch viel erörterten Frage der Trennungsfugen — über theoretische Bedenken auf Grund einer umfassenden praktischen Erfahrung hinweggeht.

Ferner berichtete Prof. Woernle über die auch bei uns lebhafte Beachtung findende Tränkung alter Schotterstraßen mit Teer und Bitumenerzeugnissen.[2])

Wie günstig Straßenbaumaschinen auf eine wirtschaftliche Ausführung der Betonstraßen einwirken, bewies die Feststellung, daß trotz der in Amerika 3- bis 4 fach höheren Löhne die dortigen Straßenherstellungskosten um ein erhebliches — bis zu 50 % — geringer sind als die für gleichartige Ausführungen bei der Versuchsstraße in Braunschweig. Der zur Einführung von dem Leiter der Versammlung, Baurat Riepert, erörterte Satz, daß Deutschland zu arm sei, um sich noch länger unwirtschaftliche Straßenbauverfahren zu leisten, fand damit eine glänzende Bestätigung. Ki.

Vorläufiges Merkblatt für den Bau von Automobilstraßen aus Beton. Ausgearbeitet vom Ausschuß „Betonstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Zum Bau von Betonstraßen dürfen grundsätzlich nur solche Unternehmer herangezogen werden, die gründliche Erfahrungen im Beton- und Eisenbetonbau im allgemeinen und Kenntnis des Betonstraßenbaues im besonderen besitzen und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten, vor allem auch über das zum Straßenbau erforderliche Gerät (Maschinen u. dergl.) verfügen.

Bei der Ausführung von Betonstraßen sind folgende Leitsätze zu beachten.

§ 1. Bauvorlagen.

Vor der Ausführung sind Zeichnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen zu ersehen sind: die Gesamtanordnung, die Querschnitte der einzelnen Teile, die genaue Gestalt, Abmessungen und Lage der Eiseneinlagen, wo solche erforderlich sind, der Quer- und Längsfugen, ferner Art, Ursprung und Beschaffenheit der Baustoffe, die zum Beton verwendet werden sollen, Angaben über das zu verwendende Wasser, die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, ihr Mischungsverhältnis, Angaben über die Fugenausbildung, Oberflächengestaltung, Oberflächenbehandlung, ferner über die zu verwendenden Geräte und Maschinen usw.

§ 2. Die Baustoffe.

1. Zement. Verwendet werden darf nur langsam bindender Zement, der den jeweils gültigen deutschen Normen für Lieferung und Prüfung von Zement entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit, Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern. Wird hochwertiger Zement verwendet, so muß dieser durch seine Packung deutlich gekennzeichnet sein. Der Zement ist an der Verwendungsstelle frei von Witterungseinflüssen und Nässe zu lagern. Zement, der durch Feuchtigkeit gelitten hat, darf nicht verwendet werden.

2. Sand, Kies und sonstige Zuschläge.

a) Als Zuschlagstoffe kommen in Frage:

Sand: Gruben-, Fluß-, Brech- oder Quetschsand, Schlackensand (granulierte Hochofenschlacke[3]) bis zu höchstens 7 mm Korngröße.

Kies: Natürliche Kiesgraupen, Kiessteine, Kiesel von 7 mm Korngröße aufwärts bis höchstens 50 mm Korngröße.

Kiessand: Das natürliche Gemenge von Sand und Kies.

Steingrus oder Splitt: Zerkleinertes Gestein zwischen etwa 7 und 25 mm Korngröße.

Steinschlag oder Schotter: Von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein zwischen etwa 25 und 50 mm größter Abmessung.

b) Sand, Kies, Grus und Splitt oder Schotter und zerkleinerte Hochofenschlacke[4]) sollen möglichst gemischtkörnig zusammengesetzt sein. Die Zuschlagstoffe dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten.

c) Wird die Betonstraße in zwei Schichten ausgeführt, so darf in der oberen Schicht (Deckschicht) nur gebrochenes Steinmaterial, das große Druckfestigkeit aufweist und unbedingt wetterbeständig ist, mit höchstens 25 mm Korngröße in Verbindung mit Sand verwendet werden. An der Oberfläche muß möglichst würfeliges Material vorhanden sein. Auch der Beton der unteren Schicht (Tragschicht) muß möglichst dicht und fest

[1]) Vergl. Kleinlogel: Nordamerikanische Betonstraßen. Beton u. Eisen 1925, Heft 7 und „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 124.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 6 sowie 1925, Heft 22, 25, 34, 37, 39, 42, 43, 47 bis 51.

[3]) Schaumiger Sand ist von der Verwendung auszuschließen.

[4]) Die für die obere Betonschicht (Deckschicht) verwendete Hochofenschlacke muß den „Richtlinien für Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke zur Verwendung als Gleisbettungsstoff", die für die untere Betonschicht (Tragschicht) verwendete Hochofenschlacke den „Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hoch fenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton" (s. Betonkalender 1926 I, S. 423) entsprechen.

sein. Die Korngröße der Zuschlagstoffe richtet sich nach der Stärke der Tragschicht sowie danach, ob Eiseneinlagen vorhanden sind oder nicht. Bezüglich der geeigneten Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe vergl. § 3. Wird die Straße in einer einzigen Schicht betoniert, so ist auch hier darauf zu achten, daß an der Oberfläche möglichst würfeliges und nur gebrochenes Steinmaterial von höchstens 25 mm Korngröße vorhanden ist.

3. Wasser. Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die das Abbinden, die Erhärtung und die Festigkeit des Betons beeinträchtigen. Bei Zweifeln empfiehlt es sich, die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Analyse festzustellen.

§ 3. Zubereitung der Betonmasse; Mischungsverhältnis. (Mindestmenge an Zement.)

1. Das Betongemenge soll so viel Sand, Kies oder Kiessand, Steingrus, Splitt oder Schotter und Zement enthalten und die Korngrößen der Zuschlagstoffe müssen so abgestuft werden, daß ein möglichst dichter und fester Beton entsteht. Dies ist vorher durch Proben zu bestimmen.[1])

Mit Rücksicht auf die Festigkeit des Betons muß die Mindestmenge an Zement in 1 m³ fertigem Beton betragen: in der oberen Schicht (Deckschicht) bezw. wenn nur mit einer Schicht gearbeitet wird, in dem oben gelegenen 5 cm dicken Teil 350 kg, in der unteren Schicht (Tragschicht) bezw. dem Teil, dessen obere Begrenzungsfläche 5 cm unter der Straßenoberfläche liegt, 250 kg.

2. Der Wasserzusatz ist so zu bemessen, daß der Beton nasser als erdfeucht und trockener als flüssig ist, so daß er sich noch stampfen bezw. walzen läßt. Dabei ist auf Klima, Jahreszeit und Wetter Rücksicht zu nehmen.

Der Wassergehalt des Betons ist vor der Bauausführung bei Vornahme der Konsistenzprobe festzustellen und während der Bauausführung von Zeit zu Zeit nachzuprüfen.[2])

3. Zur Herstellung und Verarbeitung des Betons sind geeignete fahrbare Mischmaschinen zu verwenden, und zwar möglichst solche, die zugleich mit Einrichtungen zum Einbringen verbunden sind. Mischen und Einbringen des Betons von Hand kann nur bei ganz kleinen, untergeordneten Straßendecken in Frage kommen.

§ 4. Untergrund.

Vor Einbringen des Betons ist der Untergrund auf seine Beschaffenheit genau zu untersuchen.

Ist der Untergrund fest und unnachgiebig (Aufbetonieren auf alte Straßen), so ist zu prüfen, ob und inwieweit die alte Straßenfläche für die Aufnahme der Betondecke vorzubereiten ist. Bei Neubauten von Straßen ist ein vollständig tragfähiger und gleichmäßiger Untergrund zu schaffen. Packlagen sind auszuzwicken und abzuwalzen. Für gehörige Abwässerung des Untergrundes ist, soweit erforderlich, zu sorgen.

Wird unmittelbar auf gewachsenem Boden betoniert, so muß dieser, wenn er absaugend ist, vor Einbringen der untersten Betonschicht genügend angenäßt werden.

Das vorbereitete Planum soll mit Fuhrwerken nicht mehr als unbedingt nötig befahren werden; am besten wird auf Gleisen oder Raupen gefahren.

§ 5. Verarbeiten und Einbringen der Betonmasse.

1. Wird hölzerne Seitenschalung verwendet, so muß in gleicher Weise wie beim Untergrund dafür gesorgt werden, daß von der hölzernen Schalung auf den Beton keine wasserabsaugende Wirkung ausgeübt wird.

2. Wird in zwei Schichten gearbeitet, so muß für gute Verbindung der unteren mit der oberen Schicht gesorgt werden. Der Beton der oberen Schicht ist an die untere möglichst fest anzuschließen (Aufrauhen, Preßluftstampfung, Rillenbildung u. dergl.).

Die obere Schicht muß auf die untere so frühzeitig aufgebracht werden, daß der Beton der unteren Schicht nicht schon angefangen hat abzubinden. Die Stärke der unteren Schicht (Tragschicht) richtet sich nach der Tragfähigkeit des Untergrundes, der Schwere des Verkehrs und nach den klimatischen Verhältnissen; sie soll mindestens 10 cm stark sein.

3. Die Arbeitsweise soll so vor sich gehen, daß ein Straßenstück zwischen zwei Querfugen jeweils vollkommen fertiggestellt wird in der Weise, daß in diesem Stück der Beton eingebracht, gestampft bezw. abgewalzt und an der Oberfläche geebnet wird. Arbeitsfugen, die durch Unterbrechung der Arbeit entstehen würden, sollen zwischen zwei Querfugen nicht vorhanden sein.

§ 6. Verwendung von Eiseneinlagen.

1. Die Art und Stärke der Eisenbewehrung hängt von der Stärke des Verkehrs, von dem vorhandenen Untergrund und von den klimatischen Verhältnissen (Temperaturunterschieden) ab. Werden Eiseneinlagen verwendet, so sind die Quer- und Längseisen an den Kreuzungsstellen zu verknüpfen. Die Betondeckschicht über den oberen Eisen muß mindestens 3 cm stark sein.

2. Das Eisen muß vor der Verwendung von Schmutz, Fett und losem Rost befreit werden. Besondere Sorgfalt ist zu verwenden auf die richtige Form und Lage der Eisen, auf ihre gute Verknüpfung und auf die dichte Umhüllung mit der Betonmasse. Es sind Vorkehrungen zu treffen, daß sich die Eisen während des Einbringens des Betons nicht aus ihrer richtigen Lage verschieben können.

§ 7. Betonieren bei Frost.

Sinkt die Außentemperatur auf 0°, so darf nicht betoniert werden. Tritt während der Erhärtung des bereits eingebrachten Betons Frost ein oder sind Nachtfröste zu erwarten, so ist der eingebrachte Beton ganz besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkung zu schützen.

§ 8. Querneigung der Fahrbahn; Straßenquerschnitt.

1. Die Querneigung der Fahrbahn soll zwischen 1:40 und 1:80 liegen. Wenn irgend möglich, wähle man das Quergefälle nicht zu klein, damit sich in der Mitte der Fahrbahn kein Wasser ansammeln kann, was bei Frost besonders unangenehm ist. Wenn eine Längsfuge vorhanden ist, empfiehlt es sich, das Straßenprofil nicht gewölbt, sondern dachförmig auszubilden, so daß die obere Verbindungslinie zwischen Fahrbahnmitte und Fahrbahnende im Querschnitt eine Gerade darstellt. Ist keine Längsfuge vorhanden, so darf das Straßenprofil in der Mitte mit einem kleinen Halbmesser ausgerundet werden.

2. Die Fahrbahnenden sind zu verstärken, und zwar um etwa 25 % der Dicke des Querschnitts in Fahrbahnmitte. Liegt die Straße in der Kurve, so muß unter Umständen das Fahrbahnende an der Außenseite der Kurve mehr verstärkt werden als das Fahrbahnende an der Straßeninnenseite. Die Breite der Verstärkungsschicht soll mindestens 60 cm betragen. Der Übergang soll nicht in scharfem Knick, sondern ausgeglichen stattfinden.

§ 9. Längs- und Querfugen.

1. Ist die Fahrbahnbreite größer als 6 m, so empfiehlt sich in der Mitte der Fahrbahn die Anordnung einer Längsfuge. Die Ränder der Fugen sind unter Umständen mit Eiseneinlagen zu verstärken und aus einem besonders festen und widerstandsfähigen Beton herzustellen.

2. Senkrecht oder schief zur Straßenachse sind Querfugen anzuordnen, deren Abstand höchstens 10 m betragen soll. Liegt die Straße in der Kurve, so können diese Querfugen in der Richtung des Straßenhalbmessers angeordnet werden. Die Fugen können durch Betonierungsabschnitte (Arbeitsfugen) hergestellt oder besonders ausgebildet werden. Bildet man die Fuge aus, so soll ihre Stärke 1 bis $1^1/_2$ cm betragen. Diese Fugen sind mit einem elastischen, dichtenden Material auszufüllen. Es empfiehlt sich, die Querfugen nicht in der Mitte an der Längsfuge an einer Stelle zusammenstoßen, sondern sie wechseln zu lassen, also links und rechts der Fahrbahnmitte zu versetzen.

§ 10. Bearbeitung des in der Straße eingebrachten Betons.

Nach dem Einbringen und Einebnen ist der Beton zu stampfen und zu glätten. Der Beton wird zunächst durch eine Profillehre roh abgeglichen. Sodann wird er gestampft, und zwar am besten mit Stampfern, die in einem Stück über die ganze Straßenbreite hinwegreichen und von Arbeitern, die beiderseits der Straße stehen, bedient werden. Hierauf wird die gestampfte Fläche mit eisernen Walzen so lange abgewalzt oder auf andere Weise so lange gedichtet, bis an der Straßenoberfläche kein Wasser mehr sichtbar ist. Zum Schluß wird die Oberfläche geglättet. Als Glätter wird zweckmäßigerweise ein über die ganze Straßenbreite hinwegreichendes Band aus Segeltuch oder Gummi benutzt. Nach dem Glätten sich etwa noch zeigende unebene Stellen werden mit einem von außerhalb der Straße zu bedienenden Regelbrett mit langem Stiel geebnet.

An Stelle der Handarbeit können auch maschinelle Einrichtungen benutzt werden, wenn ihre Zweckmäßigkeit erprobt ist.

§ 11. Behandlung der fertigen Straßenoberfläche.

Ist eine Straßenfläche fertig betoniert, eingestampft bezw. abgewalzt und eingeebnet, so soll sie sofort ausreichend mit Sand oder Tüchern bedeckt werden; der Sand bezw. die Tücher sind mindestens zehn Tage lang gehörig feucht zu halten. Nach drei Wochen ist die Schutzschicht wegzunehmen. Die Straßenoberfläche kann nunmehr nach Reinigung auch mit einem Teer- oder Bitumenanstrich versehen oder mit Wasserglas, Fluatierung u. dergl. gehärtet werden. Der Verkehr auf der Straße kann in den Monaten Mai bis September etwa drei Wochen, in den Monaten Oktober bis April etwa vier Wochen nach der Fertigstellung zugelassen werden. In besonderen Fällen, namentlich bei Verwendung schnell erhärtender hochwertiger Zemente, dürfen diese Fristen gegebenenfalls abgekürzt werden. Die neugebaute Straße ist bis zum Tage der Inbetriebnahme abzusperren.

---

[1]) Bezüglich der geeigneten Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe vergl. u. a.: Otto Graf, „Der Aufbau des Mörtels im Beton", Berlin 1923, Verlag von Julius Springer; Otto Graf, „Weitere Untersuchungen über die zweckmäßige Kornzusammensetzung des Zementmörtels im Beton", „Der Bauingenieur" 1924, S. 736.

Riepert, „Betonstraßen in Amerika", S. 14, Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1925.

A. Kleinlogel, „Nordamerikanische Betonstraßen", Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1925.

Versuche von Fuller und Thompson (Eng. News 1907, Bd. 57, S. 599; Eng. Record 1907, Bd. 55, S. 580; Proceedings of the American Society of Civil Engineers 1907, S. 222).

Versuche von Abrams (Design of concrete mixtures, Bulletin 1 des Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 4. Aufl. 1921; ferner Effect of hydrated Lime and other powdered admixtures in concrete. Bulletin 8, 1920).

Versuche von Talbot (Eng. News-Rec. 1921, Bd. 87, S. 147; American Society for Testing Materials 1921).

[2]) Als Anhalt kann der Slump-Versuch oder der Versuch mittels des Fließtisches gelten. Wegen der Beziehung von Wasserzusatz und Zementgehalt zur Mindestfestigkeit des Betons vergl. Otto Graf, „Der Aufbau des Mörtels im Beton", Berlin 1923, Verlag von Julius Springer.

29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung.) Der Vortrag hatte das eindrucksvolle Bild einer sachgemäßen und sorgfältigen Betonbauausführung geboten und gab Prof. Löser, Dresden, in der sich anschließenden Aussprache Gelegenheit, zunächst einzugehen auf die von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel[2]) in „Beton u. Eisen" aufgerollte Frage einer größeren Sorgfalt bei der Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten, dann weiterhin sein Bedauern auszusprechen über das von den Behörden noch immer beobachtete Verfahren bei öffentlichen Verdingungen: Durch die häufige Vergebung auch schwieriger und besondere Sachkenntnis und Gewissenhaftigkeit erfordernder Arbeiten an den jeweils Mindestfordernden wird sehr oft der erste Leitsatz der neuen Bestimmungen 1925 für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton verletzt, wonach der „Bauherr nur solche Unternehmer damit betrauen darf, die eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise haben und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten". In scharfer Weise legte Prof. Löser endlich Verwahrung ein gegen die vom „Deutschen Zementbund" beabsichtigte Veranstaltung von Vorträgen, nach deren Programm in 10 bis 15 Doppelstunden gar nicht oder ungenügend ausgebildeten Technikern das Gebiet des Eisenbetonbaues in einem Umfange erschlossen werden soll, zu dessen Kenntnis ein gründliches Hochschulstudium erforderlich wäre. Gerade die durch eine solche Vortragsreihe erzeugten Halbheiten sind es, die — wie auch der Vorsitzende nach der Unfallstatistik des Deutschen Beton-Vereins belegen konnte — den weitaus größten Teil der jahraus, jahrein vorkommenden Bauunfälle verschulden, während auf die im Deutschen Beton-Verein zusammengeschlossenen sachverständigen Unternehmungen kaum 10%, im letzten Jahre gar keine der vorgekommenen Unfälle entfallen.

Die in dem Vortrage gebrachte Schilderung des Ausrüstungsvorganges gaben dann noch Prof. Spangenberg, München, Anlaß, auf die Äußerungen von Reichsbahnrat Blunck in der „Bautechnik" 1926, Heft 4[3]) zu diesem Gegenstande zurückzugreifen und sich mit ihnen einverstanden zu erklären; auch die sämtlichen gleichartigen Brücken der Firma Hüser sind nach demselben Verfahren ausgerüstet worden.

Alsdann berichtete Herr Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Möller, Braunschweig, über

Die Eisenbahnbrücke über die Oker bei Braunschweig als Dreigelenk-Betonbogen.

Infolge Umbaues der Braunschweiger Bahnhofsanlagen und der gesteigerten Verkehrslasten tritt an die Stelle der bisherigen massiven Bogenbrücke mit drei Öffnungen von je 12,2 m Lichtweite eine neue, tiefer gegründete Brücke von 19,8 m Breite, die den Flußlauf in nur einem Bogen überspannt und vier Gleise tragen soll.

Die Bahn kreuzt den Fluß unter einem Winkel von 80°; um aber ein schiefes Gewölbe zu vermeiden, ist die Brücke der Breite nach in zwei Streifen geteilt, die in der Bahnachse um 1,7 m gegeneinander versetzt sind und voneinander getrennte Gewölbe aufweisen.

Die Gründung geschah nach dem Preßluftverfahren mittels zweier Eisenbetonbrunnen auf jedem Ufer, von je 10 × 18 m Grundfläche und 50 cm seitlichem Abstande voneinander. Die Widerlager sind oberhalb der Brunnen als ein Ganzes ausgeführt, an beiden Ufern durch eine Wegunterführung von 6 m Breite unterbrochen und im oberen Teil nach dem Fluß hin ausgekragt. Der Abstand der Senkkasten beträgt in der Brückenachse 48 m; die lichte Weite der Öffnung mißt bei MW 42 m, die Spannweite in den höher liegenden Kämpfergelenk-Drehpunkten 38,4 m bei 5,2 m Bogenstich.

Die Betongewölbe besitzen an den Kämpfern wie im Scheitel 1,6 m und in den Bruchfugen 2,0 m Stärke. Die Material-Druckspannungen betragen bis zu 37 kg/cm², während die Würfelfestigkeit im Mittel 400 kg/cm² erreicht hat. Die Mischung beträgt 1 T. Zement auf $3\frac{1}{2}$ T. Splitt und $2\frac{1}{2}$ T. Kies, die Verkleidung der Ansichtsflächen besteht aus Sandstein. Die Widerlager sind in ihrem hinteren, dem Flusse abgewendeten Teil mit Hohlräumen versehen, um die Bodenpressung zu mindern; diese beträgt an der Fundamentkante bis zu 6,8 kg/cm².

Die Baustelle liegt unmittelbar neben der noch im Betriebe befindlichen Bahnstrecke; ihr bis 4,8 m über Gelände reichender Dammkörper mußte um 5 m Breite abgegraben werden, um den Grund neben den Senkbrunnen zu entlasten. Als Sicherung des verbleibenden Dammkörpers diente eine an dessen Fuß 8 m tief gerammte Larssen-Spundwand, die sich oben gegen Holzriegel sowie gegen 11 m tief gerammte T-Träger lehnte. Diese stützten sich oben gegen zwei wagerecht liegende Differdinger Träger I 70, die ihren durch Erddruck vom Damm her bedingten Auflagerdruck auf Holzverstrebungen und Pfähle abgaben; Stahlrollen an den Aussteifungshölzern dienten zur Führung des Brunnens.

Diese Absteifung wurde bei dem Absenken des nächststehenden Senkbrunnens noch verstärkt, als dieser durch den Dammdruck im oberen Teil eine Verschiebung um 15 cm erlitten hatte.

[2]) Kleinlogel, Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. Beton u. Eisen 1926, Heft 3 u. 5.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 38, und „Beton u. Eisen" 1925, Heft 18, sowie 1926, Heft 2, „Zeitschriftenschau aus dem Gebiet des Bauingenieurwesens", Lehrgerüste VII 1, 10 u. 12.

Die Gründung war bis 13 m unter Geländeoberfläche geplant; sie mußte aber infolge minderwertigen Bodens, der aus tonigem Schlämmsand besteht, nachträglich bis auf 15,5 m Tiefe bis in den dort anstehenden festen Ton hinabgeführt werden. Das bedingte zudem eine nachträgliche Abänderung des Oberteiles der flußwärts gekehrten Brunnenwand, eine Arbeit, die im Schutze einer Spundwand bei Wasserschöpfen vorgenommen worden ist. Die Absenkung geschah unter Benutzung von Luftdruck bis etwa 2 at.

Das Gewölbe wurde in Lamellen von 2,2 m Breite betoniert derart, daß eine tunlichst gleichmäßige Belastung der Rüstung eintrat. Die Gelenke bestehen aus Stahl, sie ruhen auf Eisenbetonquadern.

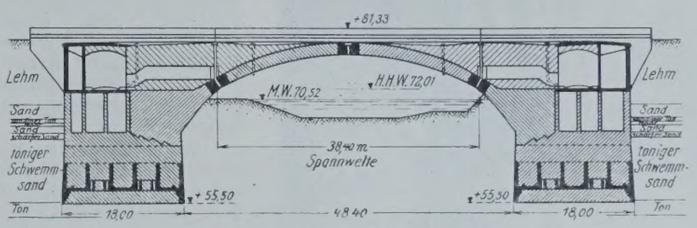


Abb. 1. Eisenbahnbrücke über die Oker. Dreigelenkbogen.

Die Ausrüstung geschah am ersten Bogen im Oktober, am zweiten Bogen den 2. Dezember v. J.; sie verlief ordnungsgemäß. Die Senkung wurde zuerst nächst dem Scheitel um 2,1 mm und abnehmend gegen die Kämpfer hin vorgenommen. Dieser Vorgang ist in vier Staffeln wiederholt; zur Bestimmung der Senkungen und der wagerechten Verschiebungen wurden Zeiss-Meßuhren verwendet.

Die lotrechte Widerlagersenkung betrug im Mittel 1 mm, die Vergrößerung der Bogenspannweite 3,3 und die Scheitelsenkung 17 mm.

Den zweiten Tag leitete ein Vortrag von Oberbaudirektor Prof. Dantscher, München, ein über

Die Bauausführungen an der Kachletstufe.

Die in mehr als einer Hinsicht bemerkenswerten Arbeiten werden in der „Bautechnik" in nächster Zeit ausführlich behandelt werden, so daß sich ein näheres Eingehen hier erübrigt.

Besonderes Interesse erregte der alsdann folgende Vortrag über

Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes

von Prof. Rüth, Biebrich a. Rhein, der als Einleitung zunächst einen kurzen Überblick über das Wesentliche der Baugeschichte des Mainzer Domes gab, soweit diese mit dem heutigen Dombauwerk noch im Zusammenhang steht.

An Hand von Lichtbildern wies er nach, daß die alten Fundamentverhältnisse[4]) des heutigen Domes vor Inangriffnahme der Sicherungsarbeiten sehr ungünstig waren, da er zum Teil auf den Fundamenten des alten Willigis-Domes ruhte, zum Teil aber auf Holzpfähle und zum Teil auf aufgefüllten Boden gegründet war. Durch die allmähliche Absenkung des Grundwasserstandes infolge der Rheinregulierung und der Kanalisation der Stadt um etwa 3 m sind die Holzpfähle, die früher bei der Aus-

[4]) Vergl. die ähnlichen Verhältnisse beim Straßburger Münster. „Die Bautechnik" 1926, Heft 12.

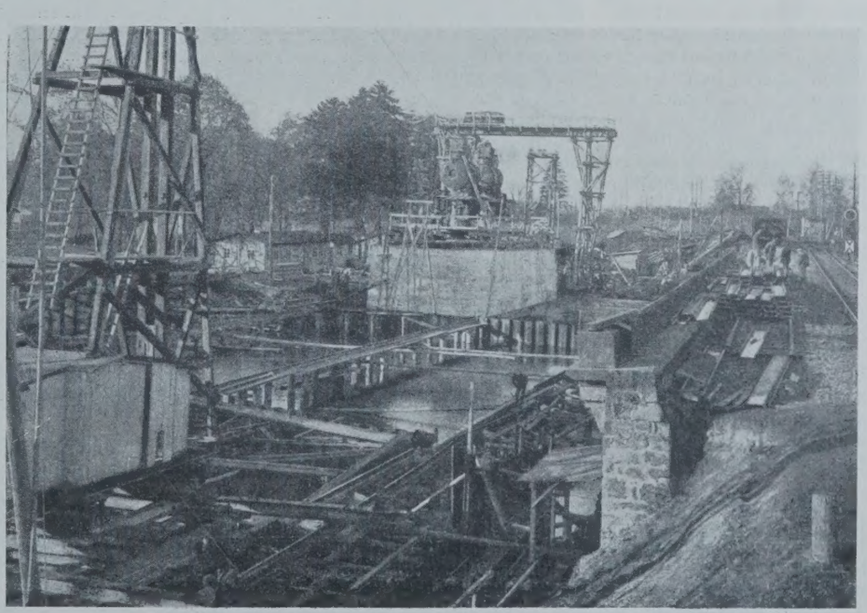


Abb. 2. Eisenbahnbrücke über die Oker. Bauaufnahme.

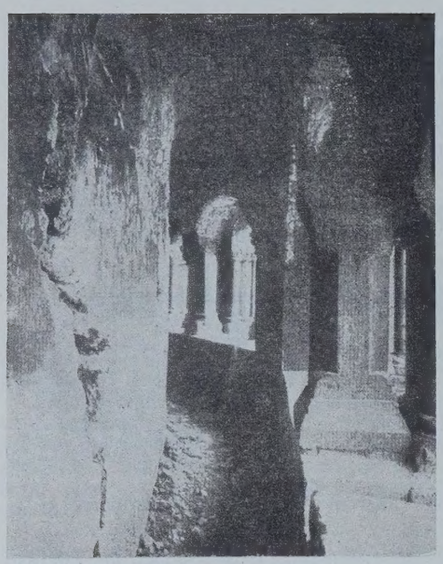


Abb. 3. Zerstörungen am Mainzer Dom.

führung noch im Grundwasser gelegen hatten, allmählich verfault und durch das schwankende Grundwasser solche Sakkungen des Untergrundes verursacht worden, daß ganz verschiedenartige Setzungen der einzelnen Bauteile, ja sogar Hohlräume auf große Strecken unter den Fundamenten entstanden sind. Diese Schäden haben sich als so schwerwiegend herausgestellt, daß der Einsturz größerer Bauwerkteile zu befürchten war.

Weiterhin wurden die sehr umfangreichen, im unterirdischen Stollenbetrieb ausgeführten Unterfangungsarbeiten besprochen und namentlich auch die Vorteile des dabei verwendeten hochwertigen Zementes betont. Neben den durch die mangelhaften Fundamente entstandenen Schäden handelte es sich um solche, die durch statische Ursachen des Aufbaues bedingt waren; hierzu wurden die Ergebnisse der statischen Untersuchungen des gesamten Dombauwerkes erläutert:

Besonders bemerkenswert sind die statischen Verhältnisse des Domquerschnittes, die zeigen, wie die Baumeister der Gotik durch Anbau der Seitenschiffe mit starken Strebepfeilern die Standsicherheit des Hochschiffes und der romanischen Seitenschiffe verbesserten; mit Erfolg, solange die Fundamente der Außenwände noch tragfähig waren. Freilich war die Standsicherheit wieder in starkem Maße gefährdet, als die Fundamente der Außenwände nachzugeben begannen.

Der Ostturm, der erst vor etwa 50 Jahren in seinem oberen Teil abgetragen und damals leider in sehr nüchternen, zum Gesamtbilde schlecht passenden Bauformen wieder aufgebaut worden ist, hatte in seinem oberen Geschoß bereits wieder beträchtliche Schäden, deren Ursache durch die statischen Untersuchungen in der Wirkung des Kuppelschubes und der Dachkräfte gefunden wurden. Durch Ausführung von Ring- und Verteilungsankern wurden diese Ursachen einwandfrei beseitigt, so daß auch dieser Bauteil, nachdem er bereits früher unterfangen war, als endgültig gesichert gelten darf.

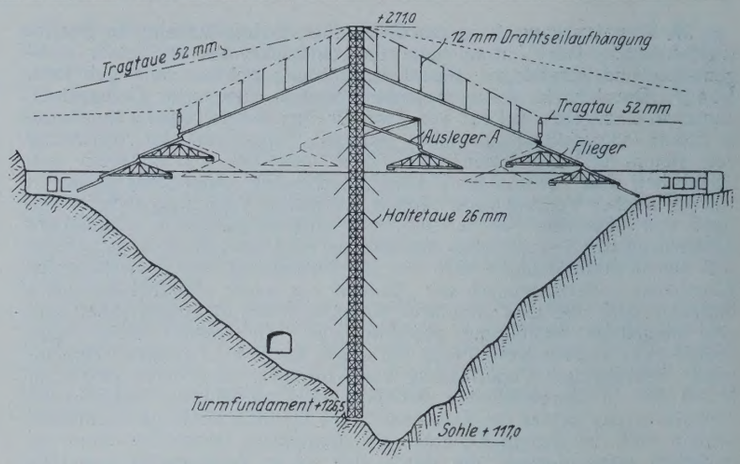
Nachdem ferner bis Herbst vorigen Jahres die gesamten Hochschiff- und Seitenschiffpfeiler, die nördliche und südliche Außenwand und die östlichen Flankentürme durch vollständige Unterfangung gesichert waren, wurde die Westgruppe — bestehend aus den westlichen Querschiffen, Westturm und Westchor — in Angriff genommen. Bei dieser Westgruppe, die auf aufgefülltem Untergrunde aufruht, sind besonders am Westturm und Westchor sehr schwere Schäden im Aufbau vorhanden, die zum Teil auf die Untergrundverhältnisse, in der Hauptsache aber auf die statischen und konstruktiven Verhältnisse des Aufbaues zurückzuführen sind, und deren Umfang und Gefährlichkeit erst im Oktober vorigen Jahres festgestellt werden konnten, nachdem die Schließung des westlichen Teiles und die innere Einrüstung des Westturmes eine nähere Untersuchung dieser Schäden ermöglichte. An Hand photographischer Aufnahmen zeigte der Vortragende diese außerordentlich schweren Schäden und erläuterte deren Tragweite. Die schwierigsten Sicherungsarbeiten an Westturm und Westchor sind bereits in vollem Gange; um die Arbeiten möglichst beschleunigen zu können und jede Gefahr für die Besucher zu vermeiden, mußte das Dominnere ganz geschlossen werden.

Die Sicherungsarbeiten werden im engsten Zusammenhange mit den Ergebnissen der statischen Untersuchungen durchgeführt, wobei oft die Reihenfolge der Durchführung der einzelnen Arbeiten von weitgehender Bedeutung ist. Neben den sehr umfangreichen Unterfangungsarbeiten werden zahlreiche Verankerungen aus Eisen und Eisenbeton ausgeführt und ferner im großen Umfange zerstörtes und beschädigtes Mauerwerk durch Einpressung von Zementmörtel sowie durch Aufbringen von Spritzbeton wieder in trag- und widerstandsfähigen Zustand versetzt. Für alle Arbeiten kommt hochwertiger Portlandzement (Marke Dyckerhoff-Doppel) zur Verwendung.

Am Schluß gab Prof. Rüth einen Gesamtüberblick über die Leistungen bis Ende des Jahres 1925 und sprach die Hoffnung aus, daß durch rechtzeitige Beschaffung der Mittel die Durchführung der restlichen Sicherungsarbeiten ohne Unterbrechung möglich sein möge, um einen der bedeutendsten deutschen Dome als hervorragendes Denkmal deutscher Kunst und deutscher Kultur am Rhein der Kulturwelt zu erhalten. (Fortsetzung folgt.)

Ein Gußbeton-Turm von 145 m Höhe, wohl der höchste bisher in Betrieb gewesene Gießturm überhaupt, wurde verwendet beim Bau der Exchequer-Staumauer im Merced River in Kalifornien, die ihrerseits selbst 92,70 m hoch ist, als Massivbogenmauer in Stampfbeton ausgeführt wurde und einen Rauminhalt von über 300000 m³ hat.

Nach dem in Eng. News-Rec. vom 28. Mai 1925 gebrachten Bericht über dieses in bezug auf Entwurf und Ausführung gleich bemerkenswerte



Bauwerk wurden mit Hilfe der in der Abbildung dargestellten Verteilungsanlagen täglich 1200, später sogar 1500 bis 1900 m³ Beton eingebracht. Zu diesem Zweck gelangte der Beton von den Mischmaschinen in einen Zwischenbunker am Fuße des Turmes, von hier in zwei Aufzugbehälter von je 1,7 m³ Inhalt mit elektrischem Antrieb von 150 PS und 120 m/Min. Geschwindigkeit. Aus ihnen gelangt der Beton in Turmbehälter von nach Bedarf wechselnder Höhe, endlich in die Gießrinnen, die im Umkreise von 38 m durch einen Ausleger (*A*), in weiterer Entfernung durch ein weitverzweigtes Aufhängungssystem nach bekannter Art getragen werden.

Der Turm, der in der Abbildung in voller Höhe schematisch dargestellt ist, ist so aufgestellt, daß er mit Hilfe des vorerwähnten Rinnensystems die gesamte Baustelle zu versehen vermag; er ist alle 12 m durch 26 mm dicke Haltetaue gegen die Felsen der Schlucht verankert. Ki.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Herstellung von Spurbahnen in Straßendecken (Kl. 19c, Nr. 413 452 vom 26. 4. 1922 von August Seboldt, Halle a. d. S.). Die Straßendecke wird auf Spurbahnbreite durch Rammen mit schwerem Rammbär und größerer Fallhöhe bis zur zukünftigen Unterlage der Spurbahn vertieft. Durch Fortbewegung der Ramme in der Straßenrichtung werden etwa 0,5 m breite und entsprechend tiefe Rinnen zur Aufnahme des Schotters oder Pflasters für den Streifen in die Straßendecke geschlagen. Der aus Hartstein nebst Zuschlägen bestehende Schotter wird in den Rinnen aufgehäuft und mit einer zweiten Dampframme so tief in den Boden gerammt, daß die hartgestampften Streifen mit der Straßenoberfläche eine ebene Fläche bilden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Dr. jur. Borst, Referent der R. B. D. Nürnberg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. München, der Reichsbahnrat Zeininger, bisher beim E. B. A. Küstrin, nach Wormditt, als Vorstand der daselbst zu errichtenden Bauabteilung, der Reichsbahnrat Ballof, bisher bei der R. B. D. Trier, und der Reichsbahnbaumeister Luchterhandt, bisher bei der R. B. D. Hannover, zum E. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: der Reichsbahnoberrat Ehrensberger, Referent des Maschinenkonstruktionsamts bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, in gleicher Eigenschaft zum Verkehrsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München.

Hamburg. Der Senat hat den Baudirektor K. Lorenzen zum Direktor der Reichswasserstraßenverwaltung, den Regierungsrat K. Merck zum Oberregierungsrat, den Eichdirektor P. Grübeler zum Baurat sowie den Marinedirektor von der Heyde und den Kapitän P. Wendling zu Regierungsräten bei der Reichswasserstraßenverwaltung ernannt.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbaumeisfer (W.) Bahr von Büsum nach Helgoland, E. Dormann von Zehdenick an das Wasserbauamt in Eberswalde, Straat von Duisburg an das Neubauamt in Eberswalde, Ertmann von Potsdam an das Wasserbauamt in Zehdenick, Kienast von Eberswalde an das Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Schwedt a. d. Oder und Seidel von Helgoland an das Wasserbauamt in Glückstadt.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Karl Flebbe, Rudolf Mussaeus und Georg Schröter (Wasser- und Straßenbaufach); Gerhard Sommer (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Der Bauzugbetrieb. — Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten. — Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken. — Hans W. Schultz †. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung — Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betreffend die Berechnung eiserner Brücken. — Entwicklung des Seezeichenwesens an der deutschen Küste im letzten Jahrzehnt — Geräte und Maschinen des amerikanischen Landstraßenbaues. — Vorläufiges Merkblatt für den Bau von Automobilstraßen aus Beton. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Gußbeton-Turm von 145 m Höhe. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 26. März 1926 Heft 14

Das Ergebnis des Wettbewerbs für die Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg.

Alle Rechte vorbehalten.

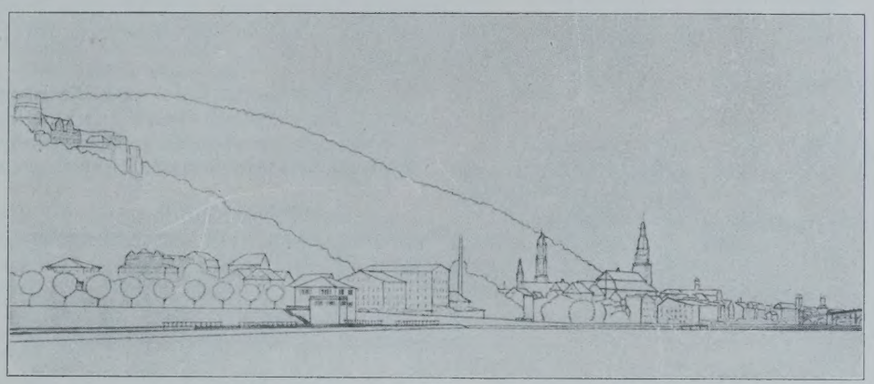
Von Oberbaurat Dr. **Ludwig Schmieder**, Heidelberg.

Die Neckar-Aktiengesellschaft hatte unter den acht bekanntesten Eisenwasserbaufirmen, die sich Mitarbeiter gewählt hatten, nämlich:

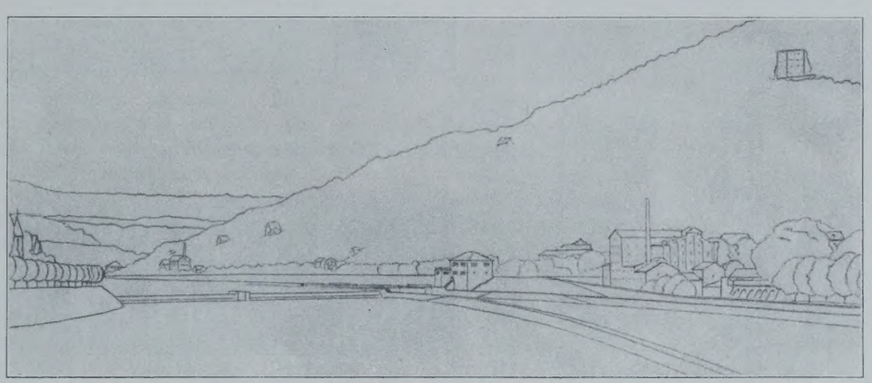
1. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg in Gustavsburg, mit Grün & Bilfinger, Mannheim, und Stadtbaudirektor Abel in Köln;
2. Louis Eilers, Hannover, in Verbindung mit Dyckerhoff & Widmann und Prof. Meißner in Darmstadt;
3. Fried. Krupp, Grusonwerk, Magdeburg, mit Regierungsbaurat Dr. Burkhardt und Architekt Dipl.-Ing. Schumacher, beide in Stuttgart;
4. Dortmunder Union, im Verein mit Freund, Charlottenburg, und Baudirektor v. Steegmann, Gelsenkirchen;
5. Eisenbau Wyhlen A.-G. in Wyhlen, mit den Stauwerken Zürich und Buß A.-G. in Basel;
6. Maschinenfabrik Eßlingen in Eßlingen, in Verbindung mit Baresel und Prof. Jost in Stuttgart;
7. Lauchhammer-Rheinmetall, mit der Beton- und Monierbau A.-G., Mannheim, und Architekt Karl Wiener in Mannheim;
8. Stauwerke Zürich A.-G., mit Buß A.-G., Eisenbau Wyhlen A.-G. und Architekten Sutter und Burkhardt, Basel

einen engeren Wettbewerb ausgeschrieben, um die viel umstrittene Frage der Gestaltung der Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg einer Lösung näher zu bringen. Bis zu dem festgesetzten Zeitpunkte hatten die Firmen 16 Entwürfe eingereicht, über die das Preisgericht am 9. und 10. Dezember 1925 zu Rate saß.

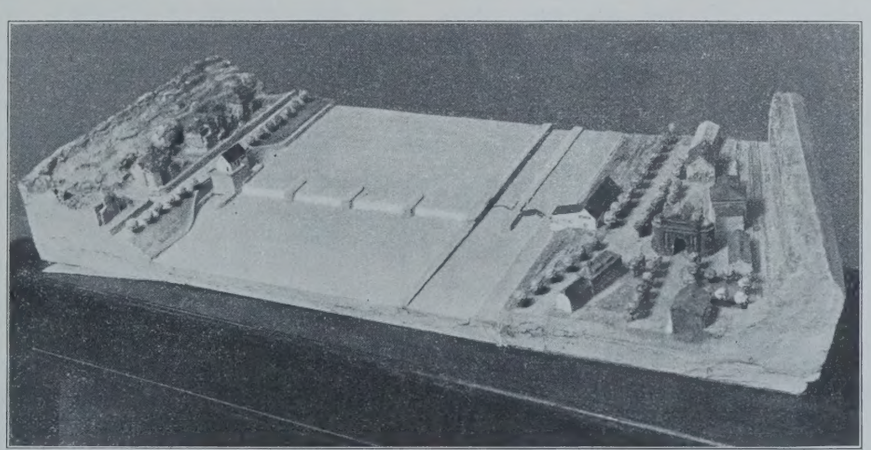
Wenn wirklich der Neckar in seinem weiteren Laufe kanalisiert wird, so ist die Gestaltung der Staustufe bei Heidelberg ohne Zweifel die schwerste Aufgabe der Kanalisierung. Die herrliche Lage der Stadt und seines unvergleichlich schönen Schlosses, die kulturhistorische Bedeutung dieser Stätte und sein weltumfassender Ruf verpflichten unsere Zeit für alles, was man dem altüberkommenen Bilde zufügt, die denkbar beste Lösung zu suchen. Aus diesem Grunde wurde auf die volle Ausnutzung der Wasserkraft an dieser Stelle verzichtet. Lediglich 20 m³/Sek. sollen einem am rechten Ufer herzustellenden Kraftwerk zugeführt werden, während das überschüssige Wasser in einem Wasserfall frei über die Höhe von 2,60 m herabstürzt, die sich aus dem Unterschiede des Spiegels von Ober- und Unterwasser ergibt.



Preisgekrönter Entwurf der M. A. N., vom Oberwasser gesehen.



Preisgekrönter Entwurf der M. A. N., vom Unterwasser gesehen.



Preisgekrönter Entwurf des Fried. Krupp-Grusonwerks, Magdeburg mit Regierungsbaurat Dr. Burkhardt und Architekt Dipl.-Ing. Schumacher, Stuttgart.

Die Entwürfe scheiden sich in zwei Gruppen, in die der Versenkwehre, die also nur wenige Pfeiler im Flusse zeigen und die Landschaft nur unmerklich verändern, und solche von Hubwehren, die versuchen, die erforderlichen Pfeileraufbauten und den Verbindungssteg irgendwie der Umgebung anzupassen. Mehrere Firmen haben beide Möglichkeiten erörtert.

Bei den Versenkwehren war einerseits die Zahl der Öffnungen und anderseits die Art der Verschlüsse festzulegen. Die für das Landschaftsbild idealste Lösung, mit einem Verschluß auszukommen, hat M. A. N. in einem ihrer sechs Entwürfe gewählt, indem sie auf 130 m einen Klappenverschluß einfügt, der im Querschnitt einen Kreis mit einer angesetzten Nase darstellt und zur Hälfte im Flußbett versenkt ist. Eilers wählten in einem ihrer zwei Entwürfe statt dessen auf 112 m hälftig ineinandergeschoben einen Segmentverschluß mit Aufsatzklappen, der in Kugellagern abgestützt ist und von beiden Seiten her gedreht werden soll. Beide Entwürfe sind angesichts der starken und plötzlich auftretenden Hochwasserführung bei diesen großen Abmessungen im Betriebe wohl nicht unbedenklich.

Sicherer geht man mit zwei Öffnungen, wie sie M. A. N. in ihrem preisgekrönten Entwurfe mit zwei Sektoren von 62,75 m Weite und die Dortmunder Union mit 65 m mit einem neuartigen Klappenverschluß gewählt haben. Der in Abb. 1 bis 4 dargestellte Entwurf der M. A. N. stellt mit seinem einzigen Pfeiler in der Mitte des Flusses eine besonders monumentale und auch vom Ingenieurstandpunkte großzügige Lösung dar, die sich durch ihre Einfachheit am besten in die Umgebung einfügt. Das vorgeschlagene Antriebssystem des in seinem Bau kräftigen und in der konstruktiven Gliederung wohlgelungenen Wehres ist anderwärts — allerdings nicht unter durchaus gleichen Verhältnissen — erprobt (Hemelingen a. d. Weser).

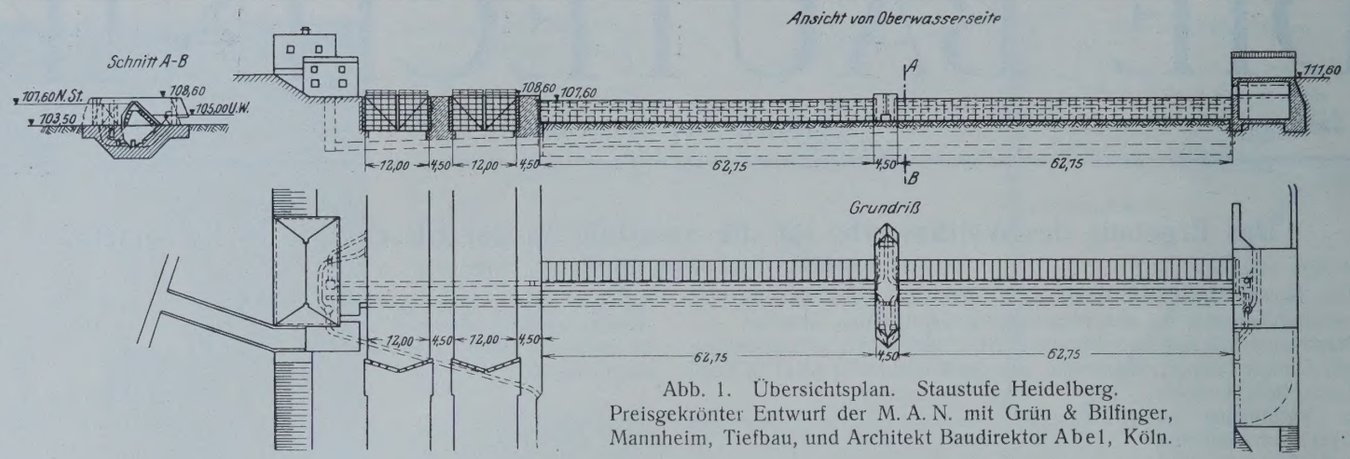
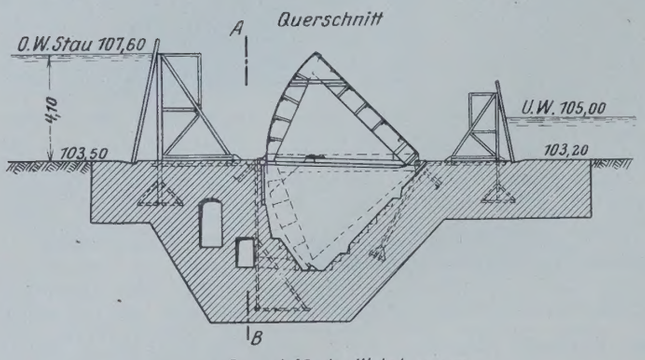
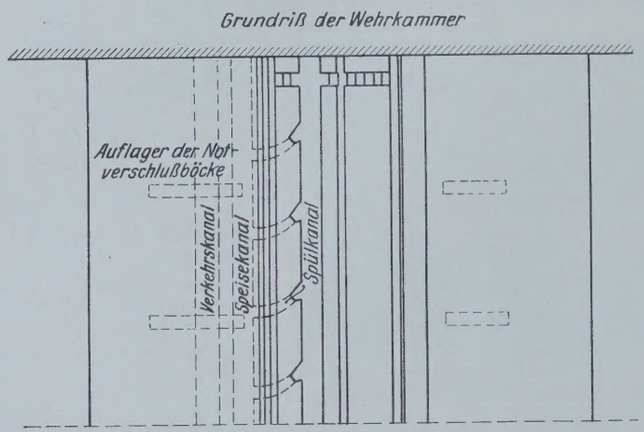


Abb. 1. Übersichtsplan. Staustufe Heidelberg. Preisgekrönter Entwurf der M. A. N. mit Grün & Bilfinger, Mannheim, Tiefbau, und Architekt Baudirektor Abel, Köln.





Die Dortmunder Union muß die Klappe in eine offene im Flußbett vertieft ausgehöhlte Grube versenken, so daß wohl gegen Verschlammung und Verkolken umfassende Vorkehrungen getroffen werden müssen, wenn das Wehr voll betriebssicher sein soll. In einer Variante will die M. A. N. statt des Sektors einen Trommelverschluß wählen, dessen Querschnitt einem Sektor mit verlängertem Halbmesser ähnelt.

In drei Öffnungen (von je 42 m Weite) schlagen die Stauwerke A.-G. Zürich Sektoren vor, die von der linken Uferseite alle drei durch unter Wasser eingebaute Kanäle betrieben werden sollen. Diese Anordnung ist wohl umständlicher als der Vorschlag der M. A. N., weil das Wasser jeder Öffnung von einer Seite zugeleitet werden muß, während M. A. N. jeweils vom Ufer her die anschließende Öffnung bedient. Der Entwurf ist hydrotechnisch wie künstlerisch ausgezeichnet durchgearbeitet.

Fried. Krupp will, wie das Bild auf S. 197 andeutet, in vier Öffnungen von 28 m Weite einmal Sektoren, das

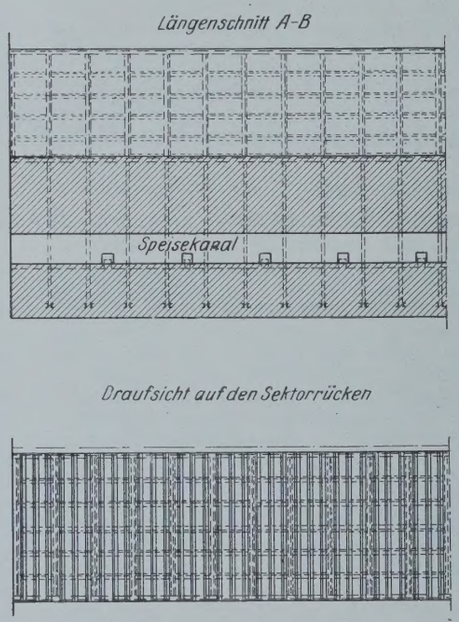
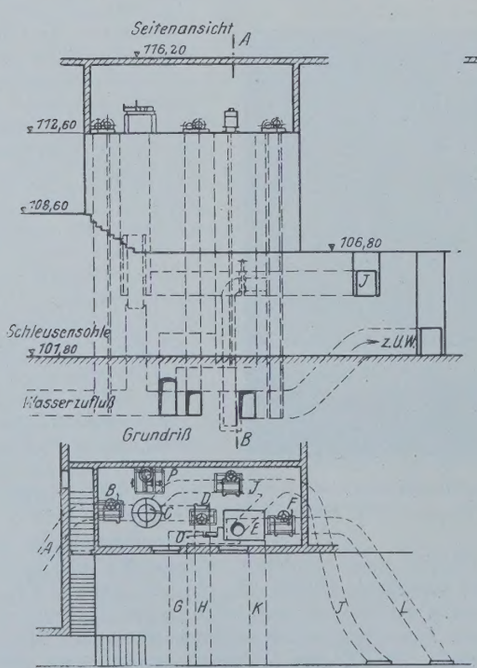


Abb. 2. Verschlußkörper.



Antriebpfeiler am linken Ufer.

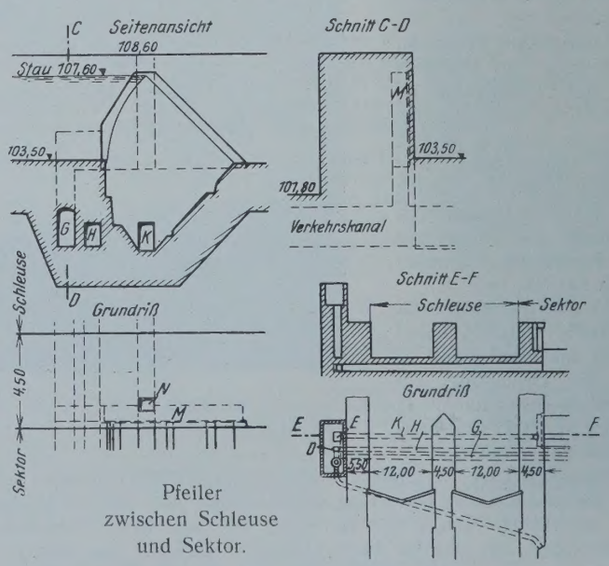


Abb. 3. Pfeiler zwischen Schleuse und Sektor.

andere Mal Schütze, beide als nicht sichtbare Versenkwehre einsetzen. Eigenartig ist der Betrieb des Wehres, weil die Verschlußkörper in beiden Fällen durch Öldruck gehoben und gesenkt werden sollen, eine Vorrichtung, deren Zuverlässigkeit gemäß den allgemein in der Technik hiermit gemachten Erfahrungen auch für den vorliegenden Fall nach dem Urteil des Preisgerichtes außer Zweifel steht. Wegen der großen Betriebssicherheit und Einfachheit dieses Vorschlages hat das Preisgericht dem Entwurf mit dem Sektorverschluß einen gleichen Preis wie demjenigen der M. A. N. zuerkannt, obwohl die Wehranlage mit ihren Seitenbauten nicht zu einer künstlerischen Einheit zusammengeschlossen ist und sich weniger günstig in das Landschaftsbild einfügt. Der eine Pfeiler und die beiden anschließenden Wasserüberfälle des M. A. N.-Entwurfes sind natürlich schöner und großartiger als die Folge von fünf Pfeilern mit kleineren Überfällen. Für Heidelberg unangebracht sind die zu belanglos gehaltenen Gebäude für das Kraftwerk und für die Verwaltung. Sie passen weder zu dem einfachen Gleichklang der großen Pfeiler, noch zu der ganz andersartigen Umgebung. Der Entwurf gibt aber eine Grundlage für die Ausbildung eines schön zu gestaltenden, betriebssicheren Versenkwehres, bei dem mehrere Pfeiler in Kauf zu nehmen sind.

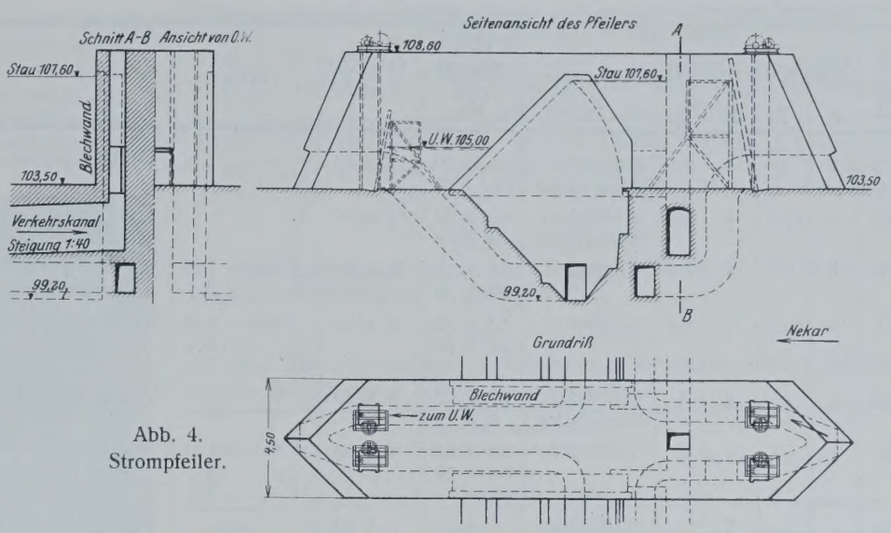


Abb. 4. Strompfeiler.

Sieben Öffnungen von je 16,9 m Weite sieht schließlich die Maschinenfabrik Eßlingen in einem ihrer beiden Entwürfe vor. Als Verschlüsse dienen Drehschütze, die elektrisch betrieben werden sollen. Die Antriebsmotoren sind dabei in die Schützkammer hinein verlegt.

Je mehr Pfeiler in den Fluß kommen, desto mehr wird der Laie den Eindruck haben, daß auf diese eigentlich eine Brücke aufgesetzt werden soll.

Von denjenigen Entwürfen, die ein Hubwehr vorsehen und die an sich — schon wegen der Möglichkeit, alle Verschlußteile vollkommen aus dem Wasser zu entfernen und ohne Benutzung von Notabschlüssen freizulegen —, betriebstechnische Vorteile bringen, hat das Preisgericht keinem der eingereichten Entwürfe einen Preis zuerteilen können, da keine der vorgeschlagenen Lösungen in ästhetischer Hinsicht voll befriedigt, auch im einzelnen technische Mängel vorliegen. Mit dieser Stellungnahme will das Preisgericht jedoch nicht zum Ausdruck bringen, daß eine für das Landschaftsbild befriedigende Lösung durch ein Hubwehr mit Steg nicht möglich wäre. Daß eine solche Lösung aber bedeutend schwerer als jene mit Versenkwehren ist, liegt in der Natur der Sache und wird durch das Ergebnis des Wettbewerbs nur bestätigt.

Für Heidelberg als Fremdenstadt wäre es aber von nicht zu unterschätzender Bedeutung, wenn seine beiden, von jedem Fremden aufgesuchten, weltbekannten Schönheiten, der Philosophenweg und das Schloß, enger miteinander verbunden würden, so daß man leicht von einer nach der anderen Sehenswürdigkeit gelangen könnte. Auch die von einem solchen Verbindungsstege neu geschaffenen Blicke auf das Stadtbild wären eine große Bereicherung der bestehenden Reize Heidelbergs. Das Einfügen eines Steges wird nur bedenklich, wenn man vom Haarlaß her kommt und vor dem Stadtbilde quer über den Fluß einen neuen Baukörper aufgebaut sieht, der die schöne Stadtsilhouette hoch über dem Wasser durchschneidet.

Leider sitzen bei allen Entwürfen mit Hubwehren die Stege derartig hoch (3 bis 6 m über den anschließenden Uferstraßen), daß diese Lösungen abgelehnt werden mußten.

Das Preisgericht hat den Steg der M. A. N. wegen seiner eleganten zierlichen Durchbildung trotz der genannten Mängel besonders hervorgehoben, weil er ihm wertvolle Fingerzeige für die Ausbildung eines Steges zu geben schien. Als Verschlüsse hat die M. A. N. dabei je in vier Öffnungen von 30,10 m Weite Schütze, Walzen oder Segmente vorgeschlagen, deren Antriebe unter der Gehwegfläche zwischen dem Geländer der Blechträger einzubauen wären.

Drei Öffnungen denkt sich Eilers in seiner zweiten Lösung, wobei Segmente (von 40 m) mit Aufsatzklappen als Verschluß angenommen sind. Die Drehvorrichtung dieser Segmente erfordert aber sehr große Pfeilerlängen, deren Einbau in den Fluß sehr schwer wirken würde.

Die Maschinenfabrik Eßlingen sieht in fünf Öffnungen von 23,4 m Schütze (zum Teil zweiteilig) vor. Der an und für sich sehr schön durchgearbeitete Entwurf mit einfachem eisernen Steg würde in der Ausführung durch seine wuchtige Erscheinung die Umgebung beeinträchtigen.

Das gleiche trifft zu für die Arbeit der Lauchhammer-Rheinmetall, die in drei Öffnungen als einzige eine Eisenbetonbrücke in einfacher gefälliger Form vorsieht.

Die Eisenbau Wyhlen A.-G. wendet in drei Öffnungen von 41,30 m Segmente an und verbindet die hochragenden vier Pfeiler mit einer zierlich geschwungenen Drahtseilbrücke, die aber entgegen allen anderen Vorschlägen nicht über die Schleuse hinüberreicht, offenbar, um den Steg klar in seinem Zweck in Erscheinung treten zu lassen.

Die Neckarbaudirektion wird nun an Hand des Ergebnisses im Benehmen mit den beteiligten Firmen zu prüfen haben, ob wirklich eine betriebstechnisch einwandfreie Lösung eines Versenkwehres gefunden werden kann, oder, wenn dies nicht möglich ist, ein Hubwehr so konstruieren, daß sein Steg möglichst niedrig über dem Hochwasser über den Fluß gespannt werden kann.

Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten.

Alle Rechte vorbehalten.

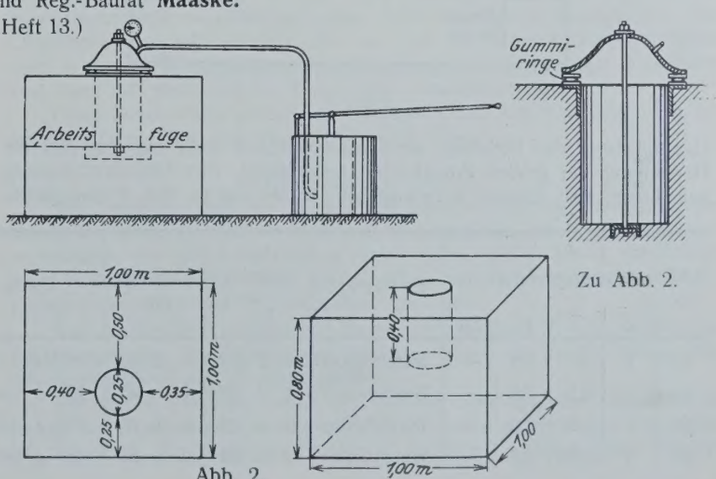
Von Reg.-Baurat **Schonk** und Reg.-Baurat **Maaske**.

(Schluß aus Heft 13.)

III. Wasserundurchlässigkeitsversuche.

Zur Erprobung der Wasserundurchlässigkeit der Betongemische wurden aus den in Betracht kommenden Mischungen Probekörper nach Abb. 2 angefertigt. Die Wände, deren Wasserundurchlässigkeit erprobt werden sollte, waren bei jedem Probekörper 25, 35, 40 und 50 cm stark. Da die Gefahr der Wasserdurchlässigkeit bei der Bauausführung in den Arbeitsfugen besonders groß erschien, wurde in jeden Probekörper eine Arbeitsfuge eingelegt, indem die Körper zunächst bis zur halben Höhe und erst nach achttägiger Pause voll hochbetoniert wurden. Der mit Druckwasser auszufüllende Zylinder reichte bis auf diese Arbeitsfuge hinab. Die Körper wurden 28 Tage nach der Fertigstellung geprüft, wobei der Wasserdruck im Hohlraume an einem an den Deckel angeschraubten Kontrollmanometer abgelesen wurde. Die ausgeführten Versuche und Versuchsergebnisse sind in der umstehenden Tabelle zusammengestellt.

Um die etwaige Verwendbarkeit des für den Schleusenbau möglicherweise zu verwendenden Dolomitsplittes aus Salzhemmendorf zu erproben, wurde der Versuch Nr. 87 mit Dolomitsplitt mit Wandstärken von 35 cm



Zu Abb. 2.

Abb. 2.

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis Z	T	K	Sp	Betonart	Hergestellt vom bis	Geprüft am	Dauer	Prüfungsergebnis
74	1	—	4	2,5	erdfeuchter Stampfbeton	22. 12. 21 12. 1. 22	11. 2. 22	—	Völlig wasserdurchlässig.
75	1	0,33	4	2,5	erdfeuchter Stampfbeton	10. 3. 22 18. 3. 22	15. 4. 22	—	Völlig wasserdurchlässig.
76	1	—	4	2,5	Gußbeton	14. 3. 22 27. 3. 22	24. 4. 22	4 Std. = 1 at 3 „ = 2 „	Bis zu 2 at Überdruck völlig wasserdicht. Bei 3 at Überdruck nach $^1/_2$ Std. feuchte Stellen an den 50 u. 75 cm starken Wänden in Höhe der Arbeitsfuge.
77	1	0,33	4	2,5	Gußbeton	13. 3. 22 21. 3. 22	18. 4. 22	5 Std. = 1 at 2 „ = 2 „ 30 „ = 4 „	Völlig wasserundurchlässig bei 4 at Überdruck.
78	1	—	4	1	erdfeuchter Stampfbeton	27. 3. 22 5. 4. 22	3. 5. 22	—	Völlig wasserdurchlässig.
79	1	—	4	1	Gußbeton	30. 3. 22 6. 4. 22	4. 5. 22	1 Std. = 1 at 2 „ = 2 „ 4 „ = 3 „	Völlig wasserundurchlässig bis 3 at Überdruck. Höherer Druck ließ sich nicht herstellen, da dann die Dichtung am Deckelverschluß versagte.
80	1	—	5	—	erdfeuchter Stampfbeton	3. 4. 22 10. 4. 22	8. 5. 22	—	Völlig wasserdurchlässig.
81	1	—	5	—	Gußbeton	4. 4. 22 11. 4. 22	9. 5. 22	2 Std. = 2 at 2 „ = 3 „ 1 „ = 4 „	Völlig wasserundurchlässig bei 3 at Überdruck. Beim Hinaufsetzen des Druckes auf 4 at hob sich der obere Teil des Versuchskörpers mit einem merkbaren Ruck von der Arbeitsfuge ab. Diese Fuge war vor dem Weiterbetonieren am 11. 4. 22 mit Kalk eingeschlämmt worden.
82	1	0,33	8	—	erdfeuchter Stampfbeton	20. 4. 22 28. 4. 22	26. 5. 22	—	Völlig wasserdurchlässig.
83	1	0,33	8	—	Gußbeton	19. 4. 22 27. 4. 22	26. 5. 22	3 Std. = 1 at	Wasserundurchlässig bei 1 at Überdruck. Beim Hinaufsetzen des Druckes auf $1^1/_2$ at zeigte sich nach $1^1/_2$ Std. in der 50 cm starken Wand oberhalb der Arbeitsfuge eine kleine Undichtigkeit.
84	1	—	4,5	—	erdfeuchter Stampfbeton	24. 4. 22 2. 5. 22	30. 5. 22	—	Völlig wasserdurchlässig.
85	1	—	4,5	—	Gußbeton	26. 4. 22 4. 5. 22	7. 6. 22	2 Std. = 2 at	Wasserundurchlässig bei 2 at Überdruck. Beim Hinaufsetzen des Druckes auf 3 at löste sich der obere Teil des Versuchskörpers vom unteren wie bei Versuch 81. Ursache: Behandlung der Fuge mit Weißkalk.
86	1	—	4,5	—	Weichbeton	12. 5. 22 19. 5. 22	16. 6. 22	6 Std. = 4 at	Völlig wasserundurchlässig bei 4 at Überdruck.
87	1	—	4	1	Weichbeton	10. 5. 22 17. 5. 22	14. 6. 22	8 Std. = 4 at	Völlig wasserundurchlässig bei 4 at Überdruck.
88	1	0,33	5	—	Weichbeton	16. 5. 22 12. 6. 22	10. 7. 22	4 Std. = 4 at	Völlig wasserundurchlässig bei 4 at Überdruck.
89	1	—	8	—	Weichbeton	7. 7. 23 21. 7. 23	28. 8. 22	15 Std. = 4 at	Völlig wasserundurchlässig bei 4 at Überdruck.

25 cm und 15 cm wiederholt. Selbst die schwachen Wände von 15 cm Stärke blieben bei 4 at Überdruck völlig wasserundurchlässig. Die dichten Körper hätten wahrscheinlich auch einem noch höheren Druck als 4 at standgehalten. Ein solcher ließ sich aber bei den Versuchen wegen der

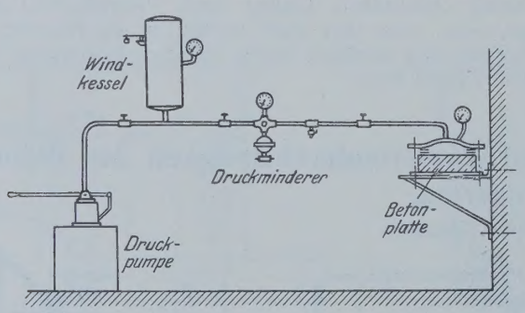


Abb. 3.

Unmöglichkeit der Dichtung am Deckelverschluß nicht erzielen. Da die Herstellung der großen Probekörper zeitraubend, ihre Unterdruckhaltung auf längere Zeit überaus schwierig war, wurde der in Abb. 3 dargestellte Apparat beschafft. Die Vorrichtung ermöglichte die dauernde Unterdruckhaltung der Probekörper bis zu 15 at Überdruck. Die zu untersuchenden Probekörper sind flache Zylinder von 30 cm Durchm. und 10 cm Höhe. Im Windkessel (Inhalt etwa 15 l) befindet sich das Wasser unter einem Drucke von 20 at. Durch den selbsttätig wirkenden Druckminderer kann unter dem Deckel am Probekörper jeder beliebige Wasserdruck bis zu 20 at hergestellt und gehalten werden. Soll der Probekörper z. B. unter 14 at Druck gehalten werden, so wird der Druckminderer entsprechend eingestellt. Wasserverluste am Deckelverschluß, die unvermeidlich sind, haben dann keine Verringerung des Druckes unter dem Deckel zur Folge, da der Druckminderer selbsttätig dafür sorgt, daß das verlorene Wasser durch Wasser von 14 at Druck ersetzt wird. Dies geschieht so lange, bis der Druck im Windkessel auf 14 at herabgesunken ist. Bevor dies eintritt, muß der Windkessel durch die Handdruckpumpe wieder auf vollen Druck aufgepumpt werden. Die Ergebnisse der Versuche sind in der untenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Abb. 4 zeigt die frischen Bruchflächen eines Probekörpers, der vier Wochen lang unter einem Druck von 8 at gestanden hatte. Der Probekörper wurde unmittelbar, nachdem er aus dem Apparat genommen war, zerschlagen, um festzustellen, ob ein Eindringen von Wasser in den Beton erkennbar sei. Das Druckwasser war mit Eosin rot gefärbt. Ein Ein-

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis Z	T	K	Sp	Betonart	Hergestellt vom bis	Geprüft am	Dauer	Prüfungsergebnis
90	1	—	3,5	—	Weichbeton	4. 2. 25	4. 3. 25	144 Std. = 14 at	Wasserundurchlässig bei 14 at Überdruck. (Bei einer weiteren Prüfung von 8 Wochen bei 8 bis 10 at Überdruck waren die Betonplatten wasserundurchlässig.)
91	1	0,1	3,5	—	Weichbeton	4. 2. 25	4. 3. 25	48 „ = 14 „	
92	1	0,2	3,5	—	Weichbeton	5. 2. 25	5. 3. 25	48 „ = 14 „	
93	1	0,33	3,5	—	Weichbeton	5. 2. 25	5. 3. 25	48 „ = 14 „	

dringen der roten Flüssigkeit in den Beton war nur an der unmittelbar benetzten Fläche des Körpers in rd. 0,5 mm Tiefe und darüber hinaus in ganz vereinzelten tiefergehenden Poren (etwa 10 bis 15 mm tief) zu bemerken (auf dem Lichtbild nicht erkennbar). Der Beton zeigte bis zu der mit weißer Farbe nachgezogenen Grenze eine gleichmäßige dunkelgraue Färbung, die einen gewissen Feuchtigkeitsgehalt anzeigte, etwa der

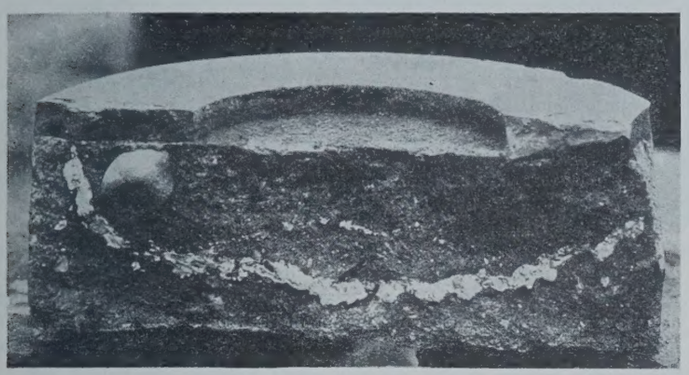


Abb. 4.

Bruchfeuchtigkeit eines natürlichen Gesteines entsprechend. Wenige Minuten nach dem Zerschlagen war die Bruchfläche völlig trocken, was einen Anhalt für die geringe Menge des aufgesaugten Wassers gibt. Als Wasserdurchlässigkeit kann diese Erscheinung nicht gedeutet werden, vielmehr wird vermutet, daß die einzelnen Bindemittelkörperchen in ihren äußeren Schichten unter gelatineartiger Quellung selbst Wasser aufnehmen und an die Nachbarkörperchen weitergeben.

Aus den Versuchen folgt:

1. Stampfbeton ist wasserdurchlässig. Er kann auch durch Wahl fetterer Mischungen und durch Beigabe von Traß nicht wasserundurchlässig gemacht werden.

2. Gußbeton ist wasserundurchlässig, gleichgültig, ob er mit oder ohne Traß angemacht wird.

3. Weichbeton ist wasserundurchlässig, gleichgültig ob er mit oder ohne Traß angemacht wird.

IV. Nebenversuche.

Neben den beschriebenen Festigkeits- und Dichtigkeitsversuchen liefen Versuche zur Feststellung:

A. der Rostsicherheit der Eiseneinlage in Zement- und in Zementtraßbeton;

B. der Haftfestigkeit der Eiseneinlagen in Zement- und in Zementtraßbeton;

C. der Beeinflussung der Festigkeit durch eine Pause von 20 Minuten Dauer zwischen Fertigstellung der Mischung in der Mischmaschine und Verarbeitung;

D. der zweckmäßigsten Behandlung der Arbeitsfugen zur Erzielung von Wasserundurchlässigkeit.

A. Rostsicherheit.

Es wurden blanke Eisen in je sechs Würfel aus den weichen Mischungen 1 Z + 1 T + 5 K und 1 Z + 5 K eingelegt.

Drei Würfel jeder Mischung wurden unter feuchtem Kies, die anderen drei an der freien Luft aufbewahrt. Die Würfel wurden nach 28, 45 und 90 Tagen zerschlagen und die Eiseneinlagen auf Rost untersucht.

Schlußergebnis.

Sämtliche Eiseneinlagen waren rostfrei.

B. Haftfestigkeit.

Es wurden zylindrische Körper von 15 cm Durchm. und 17 cm Höhe hergestellt und in die Achse dieser Zylinder je ein Rundeisen von 10 mm Durchm. so eingelegt, daß das obere Ende 1 cm aus dem Beton herausragte, während unter den Eisen 1 cm Luft blieb (vergl. Abb. 5). Die Eisen wurden nach 28 Tagen mittels Druckpresse durch den Beton durchgedrückt.

Die Versuchsergebnisse sind in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellt.

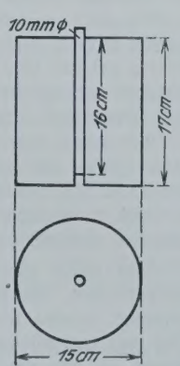


Abb. 5.

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis	Stampfbeton Druck kg	Stampfbeton Haftfläche cm²	Stampfbeton Haftfestigkeit kg/cm²	Gußbeton Druck kg	Gußbeton Haftfläche cm²	Gußbeton Haftfestigkeit kg/cm²	Bemerkungen
94/95	1 Z + 1 T + 5 K	1600	50	32	1900	50	38	Mittel aus je zwei Versuchen
96/97	1 Z + 5 K	1750	50	35	2150	50	43	
98/99	1 Z + 2,5 K	2450	50	49	2500	50	50	

Schlußergebnis.

Die Haftfestigkeit ist bei allen Proben ausreichend. Traßzusatz verringert die Haftfestigkeit in geringem Maße.

C. Abbindeversuche.

Die Versuche wurden in Stampfbeton ausgeführt. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Lfd. Nr.	Mischungsverhältnis	Festigkeit, Mittel aus je drei Versuchen in kg/cm² nach 7 Tagen	nach 28 Tagen	Bemerkungen
100	1 Z + 5 K	97	214	
101	1 Z + 5 K	94	196	Nach 20 Min. Pause eingefüllt
102	1 Z + 0,5 T + 5 K	92	179	
103	1 Z + 0,5 T + 5 K	97	168	Nach 20 Min. Pause eingefüllt

Ergebnis.

Die Betonfestigkeit wird nur unwesentlich verringert, wenn die fertige Mischung erst nach 20 Minuten Pause weiter verarbeitet wird.

D. Behandlung der Arbeitsfugen.

Die Herstellung der Probekörper für die Wasserundurchlässigkeitsversuche gab Gelegenheit zur Untersuchung, ob eine und gegebenenfalls welche besondere Behandlung der 8- bis 10tägigen Arbeitsfuge notwendig sei, um die Arbeitsfuge wasserundurchlässig zu machen.

Bei Stampfbeton wurde der Reihe nach folgende Fugenbehandlung angewandt:

1. Bei Beendigung der Arbeit wurde die oberste Schicht mit eiserner Harke aufgerauht. Bei der Wiederaufnahme der Betonarbeit, d. h. nach acht bis zehn Tagen, wurden alle losen Teile beseitigt und die Betonoberfläche mit Drahtbesen und Wasser gesäubert. Danach wurde die Fläche mit Zementschlempe unmittelbar vor dem Einbringen des neuen Betons eingeschlämmt.

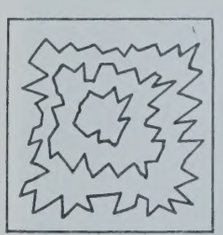


Abb. 6.

2. Bei Beendigung der Arbeit wurde die Betonoberfläche durch Eindrücken einer 1 cm starken Eisenplatte mit 2 cm starken Furchen von möglichst unregelmäßiger Linienführung versehen, etwa so, wie sie im Grundriß Abb. 6 zeigt. Bei Weiterbetonierung wie 1.

3. Wie 1, aber vor dem Weiterbetonieren mit Kalkmilch eingeschlämmt.

Die Stampfbetonkörper waren an sich durchweg wasserdurchlässig. Auch die Arbeitsfugen waren durch die oben beschriebene Behandlung nicht wasserundurchlässig zu machen. Die Behandlung mit Kalkmilch erwies sich, wie vorauszusehen war, als ganz unzweckmäßig, da sie das Anbinden des später betonierten Teiles an den alten Beton völlig verhinderte.

Bei Gußbeton und bei Weichbeton war ein Aufrauhen bezw. ein Eindrücken von Furchen in die letzte Betonschicht wegen der breiigen Konsistenz nicht durchführbar, man mußte sich darauf beschränken, die Oberfläche des alten Betons, die an und für sich schon einigermaßen rauh war, vor Wiederbeginn des Betonierens mit Stahlbesen zu säubern und dann mit dickflüssigem Zementbrei einzuschlämmen.

Diese Behandlung genügte bei Gußbeton und bei Weichbeton zur Erzielung einer völlig wasserundurchlässigen Fuge.

Zusammenfassung.

Die Versuche sind im großen und ganzen jetzt abgeschlossen. Sie haben das gesteckte Ziel erreicht und es ermöglicht, die Betonmischungsverhältnisse für den Schleusenbau festzustellen, die in bezug auf Festigkeit, Wasserundurchlässigkeit, Rostsicherheit und Haftfestigkeit der Eiseneinlagen den gestellten Anforderungen genügen.

Von wesentlich allgemeiner Bedeutung sind die Vergleichsversuche mit Stampfbeton, Weichbeton und Gußbeton sowie die Vergleichsversuche mit Zementbeton und Zementtraßbeton.

Die ersten Versuche haben die Tatsache bestätigt, daß Gußbeton in bezug auf Wasserundurchlässigkeit dem Stampfbeton erheblich überlegen ist, wenn er ihm auch an Festigkeit nachsteht. Gleich gute Wasser-

undurchlässigkeit zeigt der Weichbeton, dessen Festigkeit in der Mitte zwischen Stampfbeton und Gußbeton steht.

Es wird allgemein vermutet, daß die Bauwerkfestigkeiten des Gußbetons höher sind als die durch Würfelproben nachgewiesenen Festigkeiten, weil im Bauwerk ein gewisser Anteil des die Festigkeit verringernden Wassers, das ja eigentlich nur als Transportmittel benutzt wurde, durch Untergrund und Schalung wieder abgesaugt wird, was bei den nach den amtlichen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 vorgeschriebenen eisernen Würfelformen ausgeschlossen ist. Ähnlich liegen die Verhältnisse beim Weichbeton. Der jetzt in der Ausführung begriffene Schleusenbau wird Gelegenheit geben, nachzuprüfen, inwieweit die Bauwerkfestigkeiten des Weichbetons und des Gußbetons den Würfelfestigkeiten der Laboratoriumversuche entsprechen.

Die Vergleichsversuche zwischen Zementbeton und Zementtraßbeton haben ergeben, daß Traßzusatz nur unter bestimmten günstigen Lagerungsverhältnissen festigkeitsteigernd wirkte, daß ferner zur Herstellung von wasserundurchlässigem Beton kein Traßzusatz notwendig war. Die weitverbreitete Ansicht, daß Traßzusatz den Beton wasserundurchlässiger mache, findet in den Versuchen zu Anderten keine Stütze. Nach den hier gemachten Erfahrungen ist die Wasserundurchlässigkeit des Betons schon dadurch zu erzielen, daß der Beton mit einem gewissen Wasserüberschuß angemacht wird. Ob das Gemisch mit oder ohne Traß hergestellt ist, spielt dabei keine Rolle.

Traß kann infolge seines feines Kornes wohl die Hohlräume eines Betongemisches verringern, wenn dem als Zuschlagstoff verwandten Kiese oder Sande die feinsten Bestandteile fehlen; in diesem Sinne kann also durch Traß der Beton „dichter“ gemacht werden. Die „Betondichte“ hat aber mit „Wasserundurchlässigkeit“ nichts zu tun. Gußbeton oder Weichbeton lassen an den Bruchflächen vielfach Blasen und Hohlräume erkennen (Abb. 4), die aber untereinander nicht zusammenhängen. Die Betondichte ist also sehr unvollkommen, und doch ist derartiger Gußbeton und Weichbeton völlig wasserundurchlässig. Die wasserdichtende Wirkung des Wasserüberschusses kann vielleicht so erklärt werden, daß durch den Wasserüberschuß die einzelnen Zementkörner aufquellen und daß die gequollene, d. h. kolloidal-elastische Außenschicht der Zementkörner sich in die feinsten Poren des Betons hineindrückt und so den Wasserdurchgang verhindert.

Die bisher in einem Baujahr gemachten praktischen Erfahrungen beim Schleusenbau geben eine gute Übereinstimmung mit den vorstehend beschriebenen Versuchen.

Es sei darauf hingewiesen, daß die Versuche ausschließlich mit dem sandigen Kiese angestellt sind, der für die Bauausführung verwendet werden sollte. Die gezogenen Schlußfolgerungen können also ohne weiteres nicht verallgemeinert werden. Sie werden nur für Beton zutreffen, der aus Kiesen gleicher oder ähnlicher Art hergestellt ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken.

Von Dipl.-Ing. **Wilhelm Ruer,** München-Solln.

(Fortsetzung aus Heft 13.)

In Abb. 11 ist die neue Brücke bereits fahrbar. Man sieht die gerammten Pfahljoche (gerammt wurden diese mit auf Pionierkähnen stehenden Handrammen von 500 kg Bärgewicht), die I-Träger mit ihrem darunterliegenden hölzernen Windverband (sogenannte Andreaskreuze) und die fertige Fahrbahn. Die Mannschaft ist gerade dabei, das gefährliche Treibholz aus der alten Brücke zu entfernen, da durch dieses die Brückenreste gegen die neue Brücke gedrückt wurden und diese dadurch gefährdeten.

Die Pfahljoche wurden gerammt, als der Wasserstand noch um etwa 2 m höher war. Das Wasser war dann sehr schnell gefallen, und es war uns daher nicht mehr möglich gewesen, einen der alten serbischen Pionierkähne aus Holz, die wir zu den Rammarbeiten benutzt hatten, zu entfernen.

Abb. 11 Die Morawabrücke.
Unsere neue, in die gesprengte Brücke hineingebaute Brücke.

Abb. 12. Die Morawabrücke.
Blick auf die neue, in die alte hineingebaute Brücke.

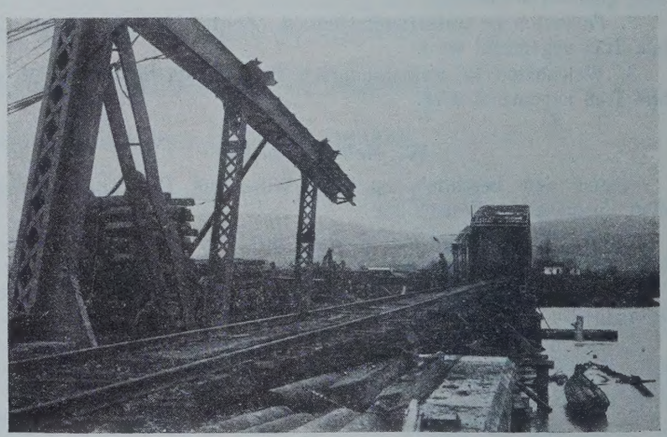


Abb. 13. Die Morawabrücke.
Unsere neue Brücke. Die alte Brücke wird entfernt.

Bei genauer Betrachtung des Bildes sieht man ihn über dem Wasser in den alten Eisenteilen hängen. (Ungefähr in der Mitte des Bildes, im vierten Felde unserer neuen Brücke).

In Abb. 12 stehen wir im Brückenportal, dem Anfang der Brücke. Das Baustadium ist dasselbe wie auf dem vorigen Bilde.

Nunmehr, nachdem die Hauptsache, die Wiederfahrbarkeit der ganzen Brücke, erreicht war, wurde neben der Brücke links ein etwa 3 m breiter Notsteg gebaut, von diesem aus die alten Brückenteile autogen zerschnitten (übrigens auch die unter Wasser liegenden Teile mit autogenen Unterwasserschneidapparaten) und über diesen Notsteg an Land geschafft.

Wir sehen hier (Abb. 13), daß die rechten Brückenteile schon ganz entfernt sind, die linken zum größten Teil. Links sieht man einige zerschnittene Brückenteile auf dem Notsteg liegen.

Abb. 14 endlich zeigt die fertige Brücke. Die Eisbrecher bauten wir ganz zum Schluß.

Nun seien noch kurz die Hauptdaten angeführt, zunächst die der alten Brücke. Sie bestand aus vier Bogen, deren letzter von den Serben gesprengt worden war. Jeder Bogen hatte 85 m Spannweite, 8 m Scheitelhöhe und lag mit seiner Schienenoberkante rd. 8 m über normalem Wasserspiegel. — Für die neue Brücke waren vier Doppeljoche mit je zwölf Pfählen gerammt worden, im ganzen also 48 Pfähle, dazu kommen noch

Abb. 14. Die Morawabrücke. Die wiederhergestellte Brücke.

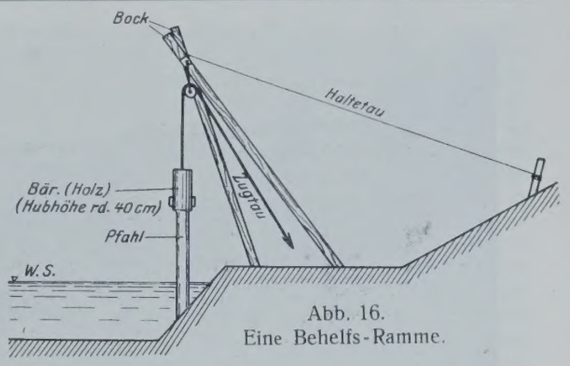


Abb. 16.
Eine Behelfs-Ramme.

Beide Brücken waren kurz vor den rechten Auflagern von den Russen gesprengt worden, außerdem noch bei jeder ein Untergurt in der Nähe des linken Auflagers.

die der Eisbrecher. — Die Spannweite jeder der fünf Öffnungen betrug 17 m. In jeder Öffnung lagen je sechs 17 m lange, breitflanschige I-Träger, in der ganzen neuen Brücke also 30 Träger.

Am Abend des zehnten Tages war die Brücke wieder fahrbar, vier weitere Tage wurden für den Notsteg, das Wegschneiden der alten Eisenteile und den Bau der Eisbrecher gebraucht. Die Gesamtbauzeit betrug also 14 Tage.

Die nun folgenden Bilder zeigen etwas ganz Neues, nämlich die Wiederverwendung der alten gesprengten Brücke zum Neubau, derart, daß sie mit Wasserdruckpressen, Handwinden oder Flaschenzügen wieder gehoben wurden, und dann neue Auflager durch Schwellenstapel oder Holzböcke erhielten.

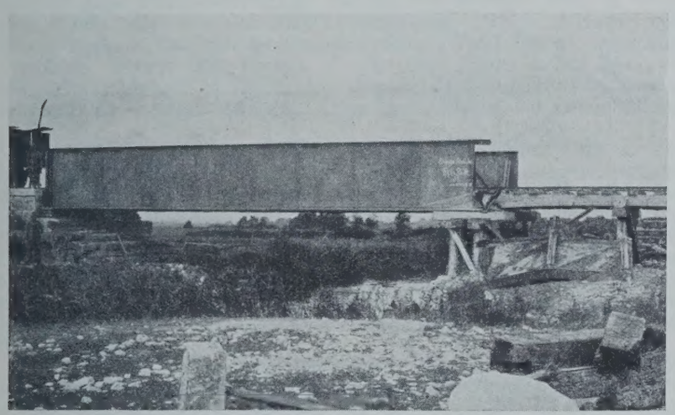


Abb. 15. Brücke bei Lubaçov (Galizien).

Bei Lubaçov in Galizien, auf der Strecke Jaroslau—Rawa Ruska, bauten wir vom 20. bis 22. Juni 1915, also in nur drei Tagen die in Abb. 15 dargestellte eingleisige Brücke.

Der eiserne Vollwandträger war von den Russen in der Nähe des rechten Auflagers gesprengt worden. Der kurze rechte Trägerteil war nicht mehr zu brauchen und wurde autogen zerschnitten. Einen Teil davon sieht man vor dem hölzernen Teil der neuen Brücke liegen. Den größeren, noch brauchbaren Teil des Trägers hoben wir mit Handwinden, und zwar geschah dies derart, daß die angesetzten Winden zugleich ausgedreht wurden und dann die um dieses Maß der Windenausdrehung gehobene Brücke mit Schwellenstapeln unterbaut wurde; hierauf wurden die Winden auf diese eben erhöhten Schwellenstapel gebracht, wieder angesetzt und ausgedreht usw. Die Hebung geschah so in Absätzen von rd. 40 cm Höhe. Auf späteren Bildern sind auch diese zur Hebung benutzten Schwellenstapel zu sehen.

Der gehobene Vollwandträger erhielt als neues Auflager ein Pfahljoch, dessen 12 Pfähle wir mit ganz einfachen Mitteln hatten rammen müssen. Eine richtige Ramme hatten wir dort nicht. Wir mußten uns selber eine solche zusammenbauen. Sie sah ungefähr so aus, wie in Abb. 16 angedeutet.

Der Rest der Spannweite wurde mit frisch gefällten, roh behauenen, dicht nebeneinander liegenden Baumstämmen überbrückt, die in der Mitte dieser Öffnung noch einen Bock aus Holz zur Unterstützung erhielten. Die Länge des gehobenen eisernen Trägers betrug rd. 19 m, die Länge unseres hölzernen Ergänzungsstückes 9 m. Das rechte Ende des Vollwandträgers mußte etwa 5 m gehoben werden.

Bei Gluchow auf der Strecke Krakau—Jaroslau in Galizien hatten wir die in Abb. 17 gezeigte Doppelbrücke (für jedes der zwei Gleise eine Brücke) wiederherzustellen.

Abb. 17. Brücke bei Gluchow (Galizien).

Abb. 18. Brücke bei Gluchow. Hebung des Überbaues des 1. Gleises.

Abb. 19. Brücke bei Gluchow.
Die „Böcke" für den Überbau des 1. Gleises werden aufgestellt.

Auf dem Bilde ist die Mannschaft gerade dabei, die autogen auseinandergeschnittenen, nicht mehr verwendbaren rechten, kurzen Brückenteile beiseitezuräumen. Die langen Teile wurden mit Handwinden wieder gehoben, wie die folgenden Bilder zeigen werden.

Die Brücke für das erste Gleis ist in Abb. 18 schon vollständig gehoben, und zwar etwas über die endgültige Höhe hinaus, um den Auflagerbock einbauen zu können. Sie ruht hier noch auf den schon früher erwähnten Schwellenstapeln.

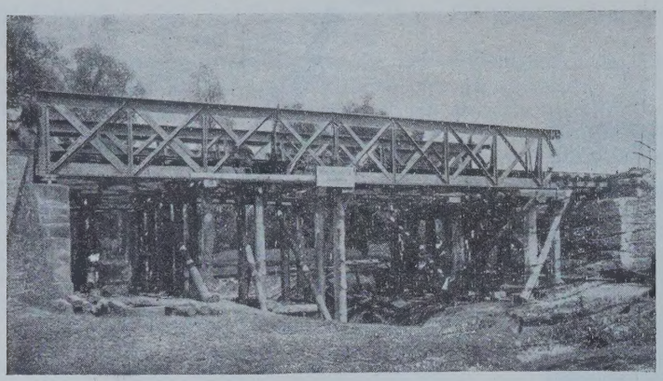


Abb. 20. Brücke bei Gluchow.
Die wiederhergestellten Überbauten beider Gleise.

Diese Schwellenstapel befanden sich aber an der Stelle, an der der endgültige Auflagerbock stehen mußte, das ließ sich nicht anders machen. Sie mußten daher durch einen einstweiligen Bock ersetzt und dann entfernt werden. — In Abb. 19 ist dies bereits geschehen. Die ganze etwa 15 m lange Brücke ruht lediglich auf den zwei Pfählen dieses Bockes, die am rechten Trägerende sich unter der Brücke befinden. Zur Unterstützung des im dritten Felde gesprengten Untergurtes ist gerade ein Bock aufgerichtet worden und wird nun unter die Brücke geschoben.

In Abb. 20 sehen wir die fertigen Überbauten über beide Gleise. Rechts sind die zwei Doppelböcke sichtbar, auf denen einerseits die beiden gehobenen Brücken ruhen, anderseits die rd. 3 m langen I-Träger, die zur Überbrückung des Restes der Öffnung dienten. Links sehen wir die Böcke, die die gesprengten Untergurte im dritten Felde unterstützen.

Am Abend des dritten Arbeitstages war die Brücke des ersten Gleises auf die richtige Höhe gehoben (Hebungshöhe rd. 5 m), am Abend des sechsten Arbeitstages war dieses erste Gleis bereits wieder fahrbar. Am zehnten Tage, mittags um 3 Uhr, war auch die Brücke des zweiten Gleises fertiggestellt und unsere Aufgabe beendet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Fachwerke von endlicher Beweglichkeit.

Von Reichsbahnoberrat Prof. Dr.-Ing. **Skutsch**, Berlin.

Das allgemeine Kriterium für die Starrheit und statische Bestimmtheit eines ebenen Fachwerkes ist bekanntlich, wenn man mit s die Anzahl der Stäbe und mit k die Anzahl der Knotenpunkte bezeichnet:

$$s = 2k - 3.$$

Ein Fachwerk mit einer größeren Anzahl von Stäben ist im allgemeinen starr und statisch unbestimmt, es hat $s - 2k + 3$ überzählige Stäbe. Die nachstehenden Bemerkungen beziehen sich auf eine bestimmte Gattung von Fachwerken, die trotz

$$s \geqq 2k - 3$$

unstarr, und zwar endlich beweglich sind.

Den charakteristischen Bestandteil dieser Fachwerke bilden Gelenkvierecke, bei denen die Summen der Quadrate der gegenüberliegenden Seiten einander gleich sind. Ein solches Gelenkviereck hat bekanntlich die merkwürdige Eigenschaft, daß seine Diagonalen in seinen verschiedenen Lagen stets winkelrecht zueinander sind.[1]) Verbindet man nämlich zwei Gegenecken A und C eines Vierecks (Abb. 1) und fällt von den beiden andern Ecken die Lote BP und DQ auf AC, so ist

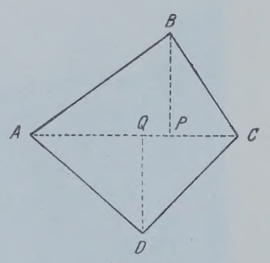


Abb. 1.

$$AB^2 - BC^2 = AP^2 - CP^2,$$
$$AD^2 - CD^2 = AQ^2 - CQ^2,$$

und die Subtraktion dieser Gleichungen liefert nach einigen leichten Umformungen

$$(AB^2 + CD^2) - (BC^2 + AD^2) = 2PQ \cdot AC.$$

Mit der linken Seite dieser Gleichung verschwindet zugleich PQ, d. h. BD und AC stehen winkelrecht zueinander. Leicht sieht man die Richtigkeit der Umkehrung des Satzes ein: denn wenn sich die Diagonalen eines Vierecks rechtwinklig schneiden, so ist die Summe der Quadrate sowohl des einen wie des andern Gegenseitenpaares gleich der Summe der Quadrate der vier Diagonalenabschnitte.

Um dem kinematischen Zusammenhang etwas weiter nachzugehen, betrachten wir das rechtwinklige Achsenkreuz, auf dessen Schenkeln sich die vier Gelenkpunkte des Vierecks befinden, als fünftes Glied der Kette und bestimmen die Pole je dreier Glieder gegeneinander. In Abb. 2 ist P der Pol von AB, Q der Pol von CD gegen das Achsenkreuz, während der Pol von AB gegen CD der Schnittpunkt von AD und BC ist. Die Beweglichkeit des Gelenkviereckes auf den Schenkeln des Achsenkreuzes erfordert, daß diese drei Pole in einer Geraden liegen, und das läßt sich in der Tat unschwer beweisen. Vervollständigt man nämlich die beiden rechtwinkligen Dreiecke über PQ als Hypotenuse, so werden die Katheten beider Dreiecke durch die Geraden AD und BC in gleichen Verhältnissen geteilt, und es muß also nach dem Satz des Menelaus auch die gemeinsame Hypotenuse von diesen beiden Geraden im gleichen Verhältnis geteilt oder mit anderen Worten im gleichen Punkte geschnitten werden.

Schließt man an zwei Ecken B und D des Gelenkviereckes in Abb. 2 einen fünften Gelenkpunkt E an, der mit A und C in einer Geraden liegt, so ist auch $EBCD$ ein Gelenkviereck dieser Art, und es liegen, da sowohl AC wie EC stets winkelrecht zu BD bleiben, die Punkte E, A und C stets in einer Geraden (Abb. 3). Wenn insbesondere zwei von den drei Stablängen BA, BC und BE — und damit natürlich auch zwei von den drei Stablängen DA, DC und DE — einander gleich sind, so bilden diese drei Stäbe nach einer Bezeichnung von Hessenberg je einen Peaucellierschen Elementarinversor.

Man kann dann weiter durch zwei neue Stäbe AF und CF ein sechstes in einer Geraden mit B und D liegendes Gelenk F etwa nach Abb. 4 anschließen, so daß jetzt je drei Gelenke in einer Geraden liegen. Es ist nun ohne Rechnung einzusehen, daß in diesem achtstäbigen Mechanismus

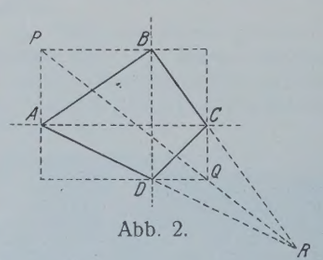


Abb. 2.

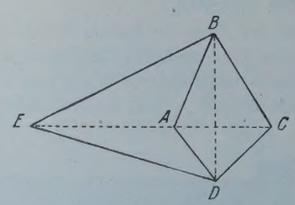


Abb. 3.

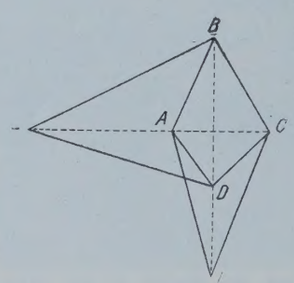


Abb. 4.

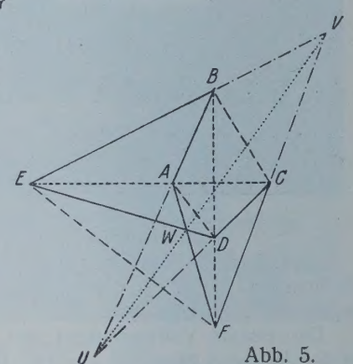


Abb. 5.

der Abstand der Gelenkpunkte E und F unveränderlich ist. Denn da $ABEF$ (oder auch $CDEF$) ein Viereck mit winkelrechten Diagonalen ist und drei seiner Seiten feste Stablängen sind, so muß, um der oben abgeleiteten Beziehung zu genügen, auch die vierte Seite ihre Länge beibehalten. Die Beweglichkeit wird also nicht gestört, wenn man die Gelenkpunkte E und F durch einen neunten Stab verbindet.

Da man die beiden Geraden ACE und BDF als einen entarteten Kegelschnitt ansehen kann, so gilt für das Sechseck der Gelenkpunkte der Pascalsche Satz. Wählt man den Umfahrungssinn $ABEDCFA$, so daß die Stäbe AD, BC und EF zu Diagonalen des Sechsecks werden, so liegen nach diesem Satze die Schnittpunkte U der Gegenseiten AB und DC, V der Gegenseiten BE und CF, W der Gegenseiten ED und FA auf einer Geraden UVW (Abb. 5). Beachtet man, daß die drei Diagonalen paarweise durch je zwei Sechseckseiten miteinander zusammenhängen, so sieht man leicht ein, daß die Punkte U, V und W auch als Pole je zweier Diagonalen gegeneinander infolge dieser Verbindungen gedeutet werden können,[2]) und die besondere Lage dieser Pole ist also wiederum ein Kennzeichen der Unstarrheit des Fachwerkes.

Von diesem Fachwerk ist in Abb. 6 ein Beispiel dargestellt, in dem sämtliche neun Stäbe verschiedene Längen haben; vielleicht wäre das

[1]) Vergl. Hessenberg, Ebene und sphärische Trigonometrie, Sammlung Göschen, S. 97, oder desselben Verfassers Gelenkmechanismen zur Kreisverwandtschaft, Tübinger Naturwissenschaftliche Abhandlungen 1924, 6. Heft.

[2]) Vergl. Müller-Breslau, Graphische Statik, 3. Auflage, 1. Band, S. 443.

Aufsuchen von Stablängen mit rationalen Verhältnissen zahlentheoretisch von Interesse. In Abb. 7 u. 8 sind zwei sehr einfache, nur in der äußeren Erscheinung verschiedene Sonderfälle wiedergegeben, deren jeder den

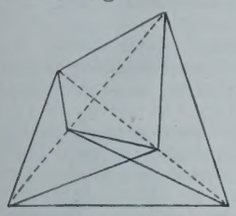


Abb. 6.

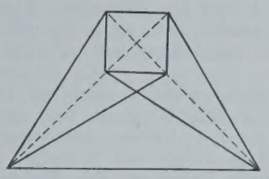


Abb. 7.

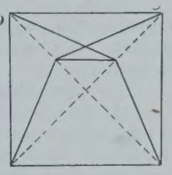


Abb. 8.

symmetrischen Peaucellierschen Inversor zweimal als Bestandteil zeigt. Hier kommen nur drei verschiedene Stablängen vor, denen man z. B. entsprechend den Beziehungen $1 + 49 = 25 + 25$, $49 + 289 = 169 + 169$, $289 + 961 = 625 + 625$ usf. das Verhältnis $1 : 5 : 7$, $7 : 13 : 17$, $17 : 25 : 31$ usf. geben kann.

Wie von dem Viereck zum neunstäbigen Sechseck, so kann man von diesem zu einem Fachwerk mit 16 Stäben übergehen, dessen acht Knotenpunkte zu je vier auf einem rechtwinkligen Achsenkreuz liegen. Dieses Fachwerk sollte nach der Anzahl der Stäbe und Knotenpunkte dreifach statisch unbestimmt sein, ist aber von endlicher Beweglichkeit. Man kann es als ein Achteck mit acht Diagonalen ansehen, die in zusammenhängendem Zuge jede n^{te} Ecke mit der $(n+3)^{\text{ten}}$ verbinden, wobei übrigens auch die acht Seiten und die acht Diagonalen in ihrer Bedeutung vertauscht werden können (Abb. 9). Weiter kann man zu einem Zehneck mit 15 Diagonalen, also acht überzähligen Stäben usf. allgemein zu einem $2n$-Eck mit n^2 Stäben, darunter $(n-1)(n-3)$ überzähligen, und trotzdem endlicher Beweglichkeit übergehen.

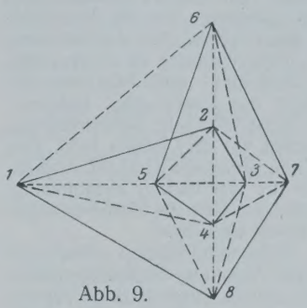


Abb. 9.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. März erschienene Heft 6 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Zwei Bahnbrücken in Eisenbeton über die Murg. — Professor E. Suenson: Eisenbetonquerschnitte mit wirtschaftlicher Druckbewehrung. — Regierungsbaurat Dipl.-Ing. Amos: Betonkontrolle während des Bauens. — Otto Graf: Über die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons. — Dipl.-Ing. Scheidig: Nochmals Kreisplattenfundamente. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. März ausgegebene Heft 6 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Bergmannssiedlung „Weiße Taube", Dortmund. Architekten: Flerus und Konert. — Dr.-Ing. Hans Detlev Rösiger: Das Landhaus Umbach in Kandern. — Reg.-Rat Dipl.-Ing. Donath: Neuere Großgaragen. — Dr. P. Martell: Über Dachschiefer und seine Prüfung.

Straßenbautagung in Leipzig vom 3. bis 5. März 1926 in Verbindung mit der Messe. Die Veranstaltung bestand aus Vorträgen namhafter Fachleute, die an den Vormittagen des 3. und 4. März im großen Saal des Leipziger Rathauses stattfanden, ferner aus Filmvorführungen mit Erläuterungen von solchen Unternehmungen, die Straßenbaustoffe liefern, Straßenbauten ausführen oder Maschinen dazu herstellen, endlich aus einer Besichtigungsfahrt am 5. März, die fast alle neuzeitlichen Straßenbauverfahren zur Anschauung brachte und sich auf Leipziger Ausfallstraßen erstreckte, die bis nach Merseburg in das Gebiet der Provinz Sachsen befahren wurden.

Der Gedanke, eine Straßenbautagung zu veranstalten, hat sicher einem Bedürfnis entsprochen, denn wie der Leiter, Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. Schober, bei der Eröffnung mitteilte, hatte man mit etwa 150 Teilnehmern gerechnet, aber 900 waren erschienen. An der Besichtigungsfahrt haben 550 Fachgenossen teilgenommen. Es ist keine geringe Arbeit gewesen, für einen solchen Ansturm einen glatten Verlauf der Veranstaltung zu ermöglichen. Daß es dennoch gelungen ist, die Tagung glatt abzuwickeln und die vorgesehene Zeiteinteilung genau einzuhalten, stellt der Leitung das beste Zeugnis aus. Auch der rege Besuch an den Vorträgen lieferte den Beweis, daß auf dieser Tagung ernst gearbeitet worden ist, da alle Teilnehmer im Gefühl der schweren Last, die ihnen die Erhaltung der Straßen auferlegt, keine Gelegenheit versäumen wollten, Anregungen aufzunehmen. Ob ihnen das gelungen ist, bleibe dahingestellt. Es gibt eben kein allgemein gültiges Mittel für den zweckmäßigen Ausbau der Straßen, je vielseitiger aber der Austausch der Erfahrungen unter den Fachgenossen ist, um so eher darf man erwarten, daß jeder dem Mittel nahe gebracht wird, das für die ihm gestellte Aufgebe das gegebene ist.

Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Brix eröffnete als Vorsitzender der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau die Reihe mit einem Vortrage: „Straßenbau einst und jetzt". Die Vergangenheit im Straßenbau wurde durch Vorführung eines Filmes veranschaulicht. Im Trickfilm wurde das ausgedehnte Straßennetz des römischen Reiches und die römische Straßenbautechnik vorgeführt. Der über den Harz führende Kaiserweg gab dann ein Bild des Straßenzustandes im Mittelalter. Die Aufgaben der neuen Zeit wurden an Hand der gestiegenen Verkehrsziffern und durch die Aufführung aller der schon beinahe unübersichtlich gewordenen Zahl von Verkehrsbefestigungsmitteln geschildert, mit denen man heute versucht, die Straßen dem Verkehr anzupassen.

Ministerialrat Dr.-Ing. Speck von der sächsischen Straßenbaudirektion im Finanzministerium sprach dann über: „Straße, Verkehr und Wirtschaft". Nach einleitenden geschichtlichen Betrachtungen gab er die bemerkenswerten Ergebnisse der Verkehrszählungen auf den Landstraßen im Freistaat Sachsen bekannt. Diese zeigen, daß der Verkehr größeren Umfang nur in der Nähe und zwischen Industriestädten, wie z. B. Chemnitz und Zwickau, angenommen hat; in größerer Entfernung flaut er sehr schnell ab. Besonders wertvoll waren die Ausführungen des Vortragenden über die von seiner Verwaltung aufgestellten Richtlinien für die Instandsetzung des Straßennetzes, die nach streng wirtschaftlichen Gesichtspunkten aufgestellt sind. Er konnte nachweisen, daß ein schnelles, zielbewußtes, anfangs mit erhöhten Ausgaben belastetes Vorgehen im Ergebnis die wirtschaftlichste Form liefert und sich daher unbedingt für die Ausführung empfiehlt, während bei langsamem Ausbau viel Aufwand unnütz vertan wird. Zum ersten Male brachte der Vortragende auch eine auf genauen Untersuchungen beruhende Berechnung, welche Ersparnisse im Transportgewerbe und damit für unsere Volkswirtschaft durch die Verbesserung der Straßen erwartet werden dürfen. Es waren erstaunlich hohe Zahlen, die aber nach den Berechnungen, die von Amerikanern aufgestellt sind und die der Unterzeichnete[1]) von seiner Studienreise nach den Vereinigten Staaten mitgebracht hat, auf durchaus sicheren Füßen stehen. Durch diese Ausführungen wurde der Öffentlichkeit einmal ordentlich der Star gestochen, als ob Ausgaben für Straßenbau keinen Ertrag abwerfen. Hier wurde der sichere Beweis erbracht, was gute Straßen unserer schwer ringenden Wirtschaft nützen, was schlechte Straßen ihr unwiederbringlichen Schaden zufügen.

Am 4. März eröffnete Dr. Hans Luer, der Obmann des Teerstraßenausschusses der Studiengesellschaft, die Reihe der Vorträge. Er konnte über eine sehr rege Tätigkeit des Teerausschusses berichten. In vier Unterausschüssen waren die für die Verwendung des Teers im Straßenbau wichtigen Fragen behandelt worden. Durch Teilnahme an der Studienreise nach England und nach der Schweiz, sowie durch eine Besichtigung der Teerstraßen im Ruhrgebiet, die von Prof. Höpfner in Karlsruhe, Beigeordneten Fritzen und Oberbaurat Dr. Herrmann vorgenommen worden war, sind wertvolle Beiträge für die Bewährung des Teers im Straßenbau geliefert worden. Nach Ansicht von Höpfner läßt sich die für den Straßenbau ungünstige geringe Spanne des knetbaren Zustandes im Teer zwischen Tropfpunkt und Erstarrungspunkt von 45°, die in unserem Klima mindestens 60° betragen soll, durch entsprechende Maßnahmen in der Zusammensetzung des Mineralkornes ausgleichen. Dieser Ansicht wird man zustimmen können. Klare Grundsätze für diese Maßnahmen sind aber noch nicht aufgestellt worden. Der Vortragende behandelte dann die Oberflächen- und die Innenteerungen im Heiß- und Kalteinbau und brachte Lichtbilder über die verschiedenen Ausführungen aus Deutschland, England und der Schweiz. Er wies darauf hin, daß der deutsche Teer sich für den Straßenbau geeigneter erweise als der englische, so daß gegenwärtig bedeutende Mengen geteerter Straßenbaustoffe nach England, Holland, Belgien, Frankreich und Schweiz ausgeführt werden. Dies ist eine erfreuliche Entwicklung des Teerstraßenbaues. Nach Ansicht des Unterzeichneten würde der Teerstraßenbau eine größere Ausbreitung in Deutschland finden, wenn die Ausführungspreise niedriger wären; das müßte angestrebt werden. Bei den heutigen Preisen kann eine Wirtschaftlichkeit der Teerdecken gegenüber den anderen Befestigungen noch nicht nachgewiesen werden. Bedauerlicherweise hat der Teerausschuß es abgelehnt, für die vom Deutschen Straßenbauverband erbaute Versuchsstraße in Braunschweig eine Ausführung in Teer vorzuschlagen, so daß es nicht möglich ist, seine Bewährung im Vergleich mit anderen Decken festzustellen. Allerdings hat die Straßenbaufirma Zoeller, Wolfers, Droege eine Strecke Bitarmac verlegt. Das Bindemittel ist in diesem Falle aber nicht reiner Teer, sondern in der Decklage Teer mit Asphaltzusatz. Es wäre für unsere deutsche Wirtschaft zu wünschen, daß die Erwartungen, die der Vortragende an die weitere Entwicklung des Teerstraßenbaues knüpft, in Erfüllung gehen. (Schluß folgt.)

XIII. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China).[2]) Der Bericht umfaßt die Zeit vom 16. September 1924 bis 27. September 1925. In den Anfang des Berichtjahres fielen die ersten politischen Unruhen bei Shanghai, die zur Folge hatten, daß der Unterricht, der (mit 30 % der Studierenden) kaum begonnen hatte, bis Mitte November ausgesetzt werden mußte. Die Finanzen der Provinz waren

[1]) Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 10, S. 80 und Heft 32, S. 360, sowie 1925, Heft 8, S. 96.

durch den Bürgerkrieg derart erschüttert, daß den Angestellten die Gehälter nur mit einer Verspätung von drei bis vier Monaten gezahlt werden konnten. Trotz dieser widrigen Verhältnisse hat der Arbeitseifer der Dozenten und übrigen Lehrkräfte nicht nachgelassen. Am 30. Mai 1925 kam es dann infolge der sogen. „Nanking-Road-Affair", bei der bekanntlich der dortige englische Polizeiinspektor ohne Warnung in die vor der Polizeistation demonstrativ versammelte Studenten- und Arbeiterschaft schießen ließ, zu einer erneuten Schließung des Unterrichts. Indessen wurde dadurch das Lehrziel des Semesters nicht allzusehr beeinträchtigt, da die Bewegung in den letzten Studienmonat vor den Ferien fiel. Die Vorprüfung wurde auf den Beginn des Wintersemesters 1925/26 verlegt, den Kandidaten für die Schlußprüfung aber die Hauptarbeit terminmäßig zugestellt. Die Technische Hochschule wurde von 100, die Vorbereitungsanstalt (Mittelschule) von zusammen 212 Hörern besucht.

Bei der vom 14. bis 18. September 1925 abgehaltenen Abschlußprüfung für den Jahrgang 1925 bestanden in der Abteilung für Bauingenieurwesen 7, in der Abteilung für Maschinenbau und Elektrotechnik 11 Kandidaten, darunter 3 mit „sehr gut". Der Hochschule ist eine Werkmeisterschule mit vierjährigem Lehrplan angegliedert, mit 54 Wochenstunden im 1. und 2., und 47 bis 49 Wochenstunden im 3. und 4. Schuljahr. Die Abschlußprüfung bestanden 10 Kandidaten, darunter 2 mit „sehr gut", außerdem bestanden 3 Kandidaten des Vorjahres die Nachprüfung.

Auch der neue Bericht läßt erkennen, in welch reger Weise die unter der bewährten Leitung der Herren Dr.-Ing. ehr. S. D. Yuan und Prof. Dr.-Ing. ehr. B. Berrens stehende Anstalt, als wackere Vorkämpferin des Deutschtums im Fernen Osten, durch zahlreiche deutsche Firmen gefördert und unterstü zt wird. Sehr erfreulich ist auch der Besuch der Anstalt durch zahlreiche auswärtige, besonders deutsche Persönlichkeiten, auch wichtige Gastvorlesungen, u. a. von Geheimrat Prof. Dr. Haber, Berlin-Dahlem, und Prof. Dr. Lederer, Heidelberg, dürfen erwähnt werden. Ls.

Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg. Die diesjährige (8.) Hauptversammlung findet am 13., 14. und 15. Mai 1926 in Bremen statt.

Vorläufige Tagesordnung: Donnerstag, den 13. Mai, nachmittags, Führung durch die Stadt — Begrüßungsabend im „Schütting". Freitag, den 14. Mai, geschäftl. Sitzung und Hauptversammlung im Gewerbehaus. Vorträge: „Die Vergesellschaftung der Häfen" a) Seehäfen, Berichterstatter: Syndikus der Handels- und Industriekammer Dr. Lübbers, Emden; b) Binnenhäfen, Berichterstatter: Beigeordneter Dr. Bartsch, Mannheim. „Baugeschichtliche Entwicklung der bremischen Hafenanlagen" von Oberbaurat Hedde, Bremen. „Die Verwendung von Déri-Motoren im Kranbetrieb" von Dipl.-Ing. Gettert, Duisburg. Sonnabend, den 15. Mai, Besichtigungen der Häfen und Industrieanlagen in Bremen, Bremerhaven und Wesermünde.

Auskunft durch den Ortsausschuß für die Vorbereitung der Bremer Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft z. H. von Oberbaurat Lübbers, Bremen, Verwaltungsgebäude am Hafen I und die Geschäftsstelle der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Hamburg 14, Dalmannstr. 1.

29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung aus Heft 13.) Nachdem alsdann Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, über

Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika seit 1913

berichtet hatte,[5]) eröffnete Dipl.-Ing. Eggers von der Firma Hüser & Cie. eine Reihe von Vorträgen über die Ausführung und die Baustellen- und Fördereinrichtung großer Schleusenbauten durch Mitteilungen über

Die Betriebseinrichtungen beim Bau der Schleuse zu Flaesheim.

Dieser Vortrag bot zusammen mit den beiden folgenden ein geschlossenes Bild dessen, was auch in Deutschland auf dem Gebiete großzügiger Baueinrichtungen und des Förderwesens geleistet wird, und die Zuhörer erhielten wohl sämtlich die Überzeugung, daß trotz aller wirtschaftlichen Hemmungen wir uns in Deutschland gegenüber den amerikanischen Leistungen nicht zu schämen nötig haben.

Nach kurzem Überblick über die Lage der Baustelle, die Konstruktions- und Größenverhältnisse des Bauwerks wurden die besonders interessierenden Ausführungen der Grundwasserabsenkung und der Betonierungsanlage besprochen.

Die Baustelle liegt in unmittelbarer Nähe der Lippe und ist dem Grundwasserstrom in Nordsüd- und Südnordrichtung unterworfen; der Untergrund ist feiner Sandboden, der zu Klüftebildungen neigt. Diese Umstände führten zur Anlage einer Grundwasserabsenkung unter anfänglicher Zuhilfenahme einer offenen Wasserhaltung. Die Gesamtanzahl der Brunnen betrug in der ersten Staffel 117, in der zweiten 71 und in der dritten 11 Brunnen, das Flächenausmaß der Baugrube in Höhe des normalen Grundwasserstandes rd. 22 000 m². Bei Inbetriebnahme der zweiten Staffel konnte die erste, abgesehen von zeitweise besonders hohen Grundwasserständen, außer Betrieb gesetzt werden. Die Betriebssicherheit der Anlage wurde durch Versorgung aus einer eigenen Kraftstation mit Dieselmotorenantrieb und durch Verbindung mit dem Überlandnetz gewährleistet.

Zunächst wurden die für die Betonierungsanlage maßgebenden Grundlagen näher klargelegt: Die Bindemittel werden in normalen Lagerschuppen untergebracht und in einer Aufbereitungsanlage vorgemischt. Durch Elevatoren in hochgelegene kleine Silos befördert, durchlaufen sie nacheinander die selbsttätigen Wiegeapparate und die Vormischtrommel und werden in besondere dreiteilig eingerichtete Förderwagen abgezapft. Die ganze Anlage hat einen einzigen Motorantrieb, erfordert einen Mann Bedienung und wird durch selbsttätig ein- und ausgeschaltete Lichtsignale geregelt. Soweit erreichbar, sind die einzelnen Teile staubdicht geschlossen.

Sand und Kies waren bei Baubeginn angeliefert, durch Greifer in fahrbare Silowagen geladen, von da in die dreiteiligen Förderwagen abgefüllt. Sie werden nach Raummaß, die Bindemittel nach Gewicht bemessen.

Für die Betonierung wurden zwei auf Dreischienengleis fahrbare Gießtürme gleicher Leistungsfähigkeit verwandt, Mischmaschinen und Aufzugkasten waren für 1 m³ Füllung bemessen. Motor und Winde zum Verfahren sind auf dem Fahrgestell befestigt, von der Winde geht ein endloses Seil über feste Rollen an den Enden der Laufbahn. Der für die Betonierung der Sohle benutzte kleine Turm hat eine feste Gerüstkonstruktion mit unverschieblich angebrachtem Rinnensystem, ist daher nur verwendbar für Fälle, in denen das Rinnenende in seiner Höhenlage sich nicht ändert. Beim großen Turm hängt das Rinnensystem an einem Aufzuggerüst mit auf- und abwärts verschiebbaren Schlitten.

Der Wasserzusatz wird in zwei mit Gradteilung versehenen Kasten abgemessen und abwechselnd in die Mischmaschine entleert. Bei glattem Betrieb können mit einem Turm in 10 stündiger Schicht etwa 300 Mischungen geleistet werden.

Zunächst wurde die starke Sohlenbewehrung vollständig verlegt, alsdann die Schalung der 10 m hohen Wände hergestellt. Die Betonierung geschah durch eingehängte und leicht versetzbare Abfallrohre, bei den Wänden im Anfang durch eingehängte Schrägrinnen, dann auch durch senkrechte Teleskoprohre; für die aufgehenden Wände wird außerdem noch ein in der Längsrichtung verfahrbares Bockgerüst verwandt, das mit Derrikkranen versehen ist und eine in beide Mauern ragende Verteilungsrinne trägt.

Die Wandschalung besteht aus 5 × 5 m und 5 × 3,50 m großen kräftigen Tafeln, die an einfachen Montageböcken befestigt und nach innen gegen den Betondruck durch Rundeisenanker, die durch die Mauern hindurchgehen, gehalten werden. Die Aufstellung und Abnahme geschieht durch Turmdrehkrane.

Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Nakonz, Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G., sprach über:

Die Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse Anderten bei Hannover.

Die Anlage liegt im Zuge des Mittellandkanals etwa 10 km östlich von Hannover, einige 100 m südlich des Bahnhofs Anderten-Misburg und besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Schleusen, die den Aufstieg von der Kanalhaltung bei Hannover nach dem östlich anschließenden Teile des Mittellandkanals vermitteln sollen und abhängig voneinander arbeiten. Die gesamte Länge einer Schleuse von Außenkante Oberhaupt bis Außenkante Unterhaupt beträgt 256,90 m; sie ist durch sechs Dehnungsfugen in das Oberhaupt, das Unterhaupt und in die fünf dazwischenliegenden Speicher aufgeteilt, deren jeder eine Länge von 42,30 m hat. Angesichts dieser großen Abmessungen wird die Schleuse Anderten mit Recht als die größte Binnenschleuse Europas bezeichnet; für ihre Herstellung sind rd. 200 000 m³ Beton und Eisenbeton erforderlich, die mit etwa 9000 t R.-E. bewehrt werden.

Die Arbeiten für das Bauwerk wurden im Sommer 1924 an die Beton- und Monierbau A.-G. vergeben. Zu dieser Zeit war die Baugrube bereits ausgehoben und ihre Sohle mit einer Betonschicht gesichert, um sie vor Verwitterungen zu schützen. Die für den Bau erforderlichen Kies- und Splittmengen waren zum großen Teil angefahren und zu beiden Seiten der Baugrube gelagert.

Über die zweckmäßigste Zusammensetzung des Betons hatte das staatliche Kanalbauamt Hannover auf Grund sehr eingehender Versuche die Überzeugung gewonnen, daß ein breiiger plastischer Beton für den vorliegenden Zweck am geeignetsten sei und bei ausreichender Festigkeit die größte Gewähr für eine vollkommene Wasserdichtigkeit biete. Zum Einbringen wählte man fahrbare Kabelkrane, die außerdem gute Dienste

Abb. 4. Schachtschleuse Anderten. Gußbetonanlage.

[5]) Einen ausführlichen Bericht enthält „Beton u. Eisen" 1926, Heft 6.

bei dem Versetzen der Schalungen und Gerüste, sowie dem Einbau der Eisen- und Maschinenteile und der Werksteine leisten konnten.[6]) Nur für die beiden Oberhäupter mit ihren massigen Abmessungen wurde eine Gußbetonanlage vorgesehen.

Nachdem die endgültigen Einrichtungen für die Betonverarbeitung während des Winters 1924/25 geschaffen werden konnten, geschieht die Herstellung des Betons jetzt in der Betonfabrik, in der drei Mischmaschinen von je 1000 l Trommelinhalt aufgestellt sind. Für den Beton werden Zement, Traß, Kies und Splitt verwendet: Die Bindemittel werden aus Vorratsbunkern, die über den Mischmaschinen aufgestellt sind, diesen zugeführt, die Zuschläge dagegen aus Bunkern, die in die Erde eingelassen sind, so daß die Kies- und Splittzüge, die mit einem Löffelbagger beladen werden und dann über die Bunker fahren, in ihrer ganzen Länge auf einmal entleeren können. In den Bunkern lassen sich 210 m³ Kies und 60 m³ Splitt als Vorrat speichern.

Die für die jedesmalige Beschickung einer Mischmaschine erforderlichen Kies- und Splittmengen werden mittels besonderer Apparate, die unter den Öffnungen der Bunker angebracht sind, nach Raummengen durch Abmeßwalzen abgemessen, bei denen um eine wagerechte Achse eine Anzahl von Kammern sektorförmig gelagert ist. Je nach der erforderlichen Menge der Zuschläge wird eine Anzahl von Kammern eingestellt; die Walze macht die zu dieser Kammerzahl gehörige Anzahl der Umdrehungen, und die abgemessenen Mengen fallen in den Aufzugkasten der Mischmaschine. Diese setzt sich selbsttätig in Gang, in der ganzen Bunkergrube ist kein Mann tätig; die Beschickung der Mischmaschinen mit Kies und Splitt geschieht vollkommen maschinell und selbsttätig.

Auch bei der Beschickung mit Zement und Traß ist angestrebt worden, die Handarbeit möglichst durch Maschinen zu ersetzen. Neue Wege sind insbesondere bei dem Transport des Zements gegangen worden, und hier zum ersten Male in Deutschland ist der Versuch im großen gemacht worden, Zement nicht in Säcken oder Fässern, sondern in unverpacktem Zustande durch 10 besondere eiserne Zementwagen von 90 cm Spur zu beziehen,[7]) deren jeder etwa 10 t faßt. Aus ihnen wird der Zement auf der Baustelle in einen bei der Betonfabrik in die Erde eingelassenen Zementbunker entleert, aus dem er in ein senkrechtes Becherwerk fällt, das ihn bis unter das Dach der Betonfabrik hebt und dort mittels einer Förderschnecke entweder an die Vorratsbunker über den Mischmaschinen, deren jeder rd. 10 t faßt, abgibt oder aber an einen größeren Zementsilo, in dem rd. 350 t Zement gelagert werden können.

Der erforderliche Traß wird in gemahlenem Zustande auf dem Wasserwege bezogen und an der Umladestelle im Hafen Misburg in hölzerne Kastenkipper gelöscht. Diese werden auf der Baustelle über einen weiteren Tiefbunker neben der Betonfabrik entleert; auch er fällt dann in ein zweites Becherwerk, das ihn unter das Dach der Betonfabrik hebt und dort mittels Förderschnecken entweder in die Vorratsbunker über den Mischmaschinen mit je 5 t Fassung oder aber in einen Traßsilo schafft, in dem eine ganze Kahnladung von 6000 t gelagert werden kann.

Sollen die Lagervorräte des Zement- oder Traßsilos verwendet werden, so wird der lose Zement oder Traß von den Silos zu den Vorratsbunkern über den Mischmaschinen gleichfalls durch Förderschnecken und Becherwerk gefördert.

Die Entnahme aus den Zement- und Traßvorratsbunkern nach den Mischmaschinen geschieht maschinell in gleicher Weise wie bei den Kies- und Splittbunkern. Zement und Traß werden nicht nach Gewicht, sondern nach Raummengen abgemessen, und zwar durch Abmeßwalzen, die den oben bereits beschriebenen ähnlich sind. Aus ihnen fallen die abgeteilten Bindemittelmengen in einen Vormischer, aus dem sie, bereits gut gemischt, dann in die Trommel der Mischmaschine geleitet werden.

Die Betonfabrik ist jetzt seit etwa einem Jahre in Betrieb und hat in jeder Weise den gehegten Erwartungen entsprochen: Große Vorteile hat insbesondere die Verwendung des losen Zements gebracht. (Vergl. Fußnote 7).

Sehr genau arbeiten die Abmeßapparate für Zement, Traß, Kies und Splitt; der Unterschied zwischen dem wirklichen Baustoffverbrauch und dem errechneten beträgt jetzt nach rund einjährigem Betriebe noch nicht einmal $^1/_2$ %.

Ebenso wie in Flaesheim ist auch hier in einer bisher kaum erreichten Weise die Handarbeit durch maschinelle Arbeit ersetzt und bei der Größe des Baues ohne weiteres ersichtlich, wie sehr dadurch auch die Gestehungskosten herabgesetzt worden sind. Als weiteren Vorteil brachte die gesteigerte Mechanisierung eine Verbesserung in der Güte des Betons, indem durch das selbsttätige Beschicken und Abmessen eine sonst nicht erreichte Gleichmäßigkeit in der Zusammensetzung des Betons gewährleistet wird.

Die vorerwähnten beiden fahrbaren Kabelkrane stammen von der Firma Bleichert und besitzen rd. 250 m Spannweite bei 2,6 t Nutzlast, so daß die volle Füllung einer Mischmaschine gefördert werden kann. Die Fahr- und Hubgeschwindigkeit der Kabelkrankatzen sind mit 320 bezw. 80 m/Min. sehr hoch gewählt worden, um eine möglichst hohe Leistungsfähigkeit zu erreichen. Der Beton wird in besonderen 1 m³ fassenden Kübeln mit Seitenentleerung gefördert, die auf Plattformwagen unter die Mischmaschinen geschoben, dort gefüllt und dann unter die Kabelkrane gefahren werden.

[6]) Vergl. a. Kittel, Einiges über die Einrichtung größerer Baustellen, „Die Bautechnik" 1926, Heft 11, Abb. 12.

[7]) Vergl. Nakonz, Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten. „Die Bautechnik" 1926, Heft 5.

Da die Kabelkrane wegen der zu beiden Seiten der Baugrube vorhandenen Kieshaufen erst verhältnismäßig spät über die Oberhäupter gebracht werden konnten, die ordnungsmäßige Abwicklung des Bauplanes aber deren möglichst schnelle Fertigstellung verlangte, wurde — wie mitgeteilt — in der Mitte zwischen den beiden Oberhäuptern ein eiserner Gießturm von 52 m Höhe auf der Baugrubensohle aufgestellt.[8])

Den dritten Beitrag zum Thema der Großbaustelleneinrichtung und des Förderwesens lieferte der Bericht von Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam, über die von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in eigener Regie betriebenen

Fördereinrichtungen beim Bau der Zwillings-Schachtschleuse Fürstenberg a. d. O.

Hier ist in weitem Umfange von den Vorteilen des Wasserweges Gebrauch gemacht worden: Sämtliche Zuschlagstoffe wurden in Kähnen angeliefert, ebenso dienten fünf Kähne zu 300 t Ladefähigkeit zur Anfuhr der erforderlichen 40 000 t Zement, der — ebenso wie in Anderten — sacklos angeliefert wurde. 15 000 t Traß kamen von Andernach a. Rh. über Rotterdam—Stettin nach Fürstenberg. Die Entladung geschah durch Becherwerk in 24 Stunden je 300-t-Kahn; der 300 m lange Weg von der Entladestelle zum Silo wurde durch eine Seilbahnverbindung zurückgelegt. Die Silos bestanden aus eisernen, kreisrunden Zellen von 6240 t Fassung: Der Zement ist darin längere Zeit, z. T. über Winter verblieben, ohne daß sich — wie der Vortragende bei der späteren Aussprache feststellte — nachteilige Folgen gezeigt haben. Der von der Neißemündung stammende Kies wurde an der Baustelle entweder auf Halden oder erforderlichenfalls auch unmittelbar zur Verwendungsstelle gefördert; ebenso Splitt und Schotter. Der von der aus fünf Einheiten bestehenden Mischanlage hergestellte Beton wurde durch eine die ganze Baustelle überspannende Kabelkrananlage eingebracht: Die höchste erzielbare Tagesleistung beläuft sich auf 1500 m³. Besonders erwähnte der Vortragende die Baustoff- und Betonuntersuchungsanlage. (Schluß folgt.)

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 27. Einsturz eines Eisenbetondaches. Es war eine Fabrikhalle mit shedförmigem Dach errichtet worden. Die Umfassungswände waren als 1 Stein starke Ziegelmauern, alles übrige in Eisenbeton aufgeführt, und zwar die Stützen, Rahmen und Unterzüge in Gußbeton, die Dachhaut in Stampfbeton.

Um die Schalungsfristen abzukürzen, war hochwertiger Zement ausländischer Herkunft verarbeitet.

Am zweiten Tage nach Beendigung der in 9 Tagen durchgeführten Betonierung wurde mit dem Ausschalen in derselben Reihenfolge, wie betoniert war, begonnen. Als am 19. Tage nach Beginn der Ausschalung der Bau nahezu ausgerüstet war, stürzten plötzlich ohne vorherige Anzeichen fast alle in Eisenbeton aufgeführten Teile des Bauwerkes in sich zusammen, wobei ein Arbeiter tödlich verunglückte.

Die niedergebrochenen Betonmassen waren zwar von gleichmäßigem Gefüge, aber ganz zermürbt und in kleine Teile zerfallen. Auch waren die Eiseneinlagen teilweise freigelegt und blank, ein Zeichen dafür, daß der Zement nur mangelhaft abgebunden hatte. Der verwendete Zement sollte nach 7 Tagen 300 bis 350 kg/cm² Druckfestigkeit erreichen. Er war seit zwei Jahren mit gutem Erfolge verwendet worden. Der bauausführenden Firma ist daher kein Vorwurf daraus gemacht worden, daß sie den Zement als hochwertig ansah und die Ausschalung des Bauwerkes nach kurzer Abbindezeit vornahm. Es waren für im ganzen 343,2 m³ Beton 97 800 kg Zement verarbeitet, d. s. im Mittel rd. 284 kg je m³ Beton.

Die nachträgliche Untersuchung von Proben des noch auf der Baustelle lagernden unverarbeiteten Zementes ergab, daß er die für hochwertige Zemente zu erwartenden Festigkeiten, wie sie auch neuerdings vorgeschrieben sind (vergl. A § 5 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton September 1925), nicht aufwies. Da sich in den Zementpackungen teilweise Knollen vorgefunden hatten, ist auch die Vermutung ausgesprochen, daß der Zement beim Transport oder der Lagerung durch Aufnahme von Wasser aus der Luft bereits vor der Verwendung abzubinden begonnen hatte. Dadurch ist die Erhärtung des Betons vermutlich derart beeinträchtigt worden, daß 5 Tage nach Beendigung des Betonierens einsetzender strengerer Frost dem Beton noch schaden konnte und so den Unfall veranlaßte.

Das von der Staatsanwaltschaft eingeforderte Gutachten stellte Bauweise, statische Berechnung, Mischungsverhältnis, Durchmischung und Verarbeitung des Betons als einwandfrei fest und erklärte, daß nicht genügende Festigkeit des Betons, vielleicht verursacht durch nicht mehr einwandfreien Zement und verschlimmert durch ungünstige Witterung, die Hauptschuld am Einsturz hatte.

Da der bauausführenden Firma ein Verschulden nicht nachgewiesen werden konnte, wurde das Verfahren wegen fahrlässiger Tötung gegen sie eingestellt.

Eine amerikanische Betrachtung über die andauernden Bauunfälle in den Vereinigten Staaten. In den letzten Jahren ist, wie Eng. News-Rec. vom 24. Dezember 1925 berichtet, für die Entwicklung und Verbesserung der städtischen Baupolizeikontrolle in Amerika viel geschehen. Trotzdem kommen dort fortwährend Bauunfälle mit geradezu eintöniger Regelmäßigkeit vor. Die Revision der öffentlichen Bauvorschriften und die Bewegung für eine verbesserte Bau-Oberaufsicht, womit sich die meisten Stadtverwaltungen während der letzten fünf oder sechs Jahre beschäftigt haben, hat jedoch keine wahrnehmbare Abnahme in bezug auf

[8]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 36, S. 486.

das fahrlässige Bauen zur Folge gehabt, und wenn überhaupt etwas, dann geradezu das Gegenteil.

In der letzten Zeit bestanden die Unfälle gewöhnlich in dem Versagen irgend eines alten Gebäudes, verursacht durch Umbauarbeiten oder auch infolge von Störung der Standfestigkeit durch Bauarbeiten im Nachbargelände. Allein das Geschäftsviertel von New York weist mehrere derartige Bauunfälle auf.

In anderen, häufigeren Fällen kamen Einstürze vor, weil Gerüstbauten unzulänglich abgebunden und abgeschwertet waren oder auch ganz einfach schlechte Maurerarbeit und mangelhafte Betonherstellung vorlag. Aber welcher Art auch immer die Unfälle sein mochten, die darauffolgenden Untersuchungen und gerichtlichen Anklagen führten meist zu dem gleichen Ergebnis, daß nämlich das Sich-Verlassen lediglich auf die amtliche Bautenkontrolle allein, was nämlich die Sicherungsmaßnahmen der Bauarbeit betrifft, nicht angängig ist, und daß die tatsächlichen Grundlagen für die Sicherheit oder Unsicherheit vielmehr bei denjenigen liegen, die die Bauarbeiten planen, anordnen und leiten!

Es sollte eigentlich nicht schwer fallen, diese Schlußfolgerung zu beherzigen. Wenn irgend jemand berechtigt ist, eine Bauerlaubnis einzuholen, oder irgend jemand beauftragt ist, kraft dieser Erlaubnis den Bau zu entwerfen und auszuführen, und schließlich jemand zum Bauleiter bestellt wird, so sind in jenem Augenblick Unfälle zu gewärtigen, in dem einige ungünstige Umstände zufällig zusammentreffen. Die Liste der Unfälle bestätigt in der Tat diese Annahme.

Der einzige Weg, um hier herauszukommen, ist einzig und allein die strenge Forderung, daß das Bauen nur an Hand eines fachmännisch einwandfreien Entwurfs und unter durchaus sachverständiger Bauleitung stattfinden darf. Leider ist es nicht leicht, für diese Forderung tatkräftige Unterstützung zu erhalten. Architekten sowohl als auch Ingenieure, die mehrere Jahre lang auf die Verwirklichung dieser Forderung hingearbeitet haben, hatten bis heute keinerlei Erfolg zu verzeichnen. Die Sicherheit der Gebäude ist andauernd noch auf eine oft übereilte Überprüfung der Bauentwürfe und die gelegentlichen Besuche der Baurevisoren gestellt, und das Publikum scheint sich in der Tat damit begnügen zu wollen, die Last der Verantwortung einfach auf die Baupolizeiverwaltungen abzuwälzen. Es scheint, daß dieser Standpunkt der breiten Öffentlichkeit zum großen Teil auch noch von Ingenieuren und Architekten geteilt wird, besonders von solchen, die sich leider mehr um geldliche Fragen und Vorteile, als um die öffentliche Sicherheit bekümmern. Wenn aber dann einmal ein Einsturzunfall vorkommt, dann fühlen sich Publikum und Fachleute tief erschüttert, und zwar in noch höherem Maße, wenn sich bei der amtlichen Untersuchung endlich herausstellt, daß keine sachkundigen Leute die Bauarbeiten in der Hand hatten oder daß überdies die Verantwortlichkeit geteilt und zudem noch verworren war.

Der wahre Ingenieurberuf, der für seine Aufgabe im öffentlichen Leben mit einem hochentwickelten Rüstzeuge an Fachkenntnissen ausgestattet ist, sollte und müßte doch die Fähigkeit und die Kraft haben, für eine Besserung und Abstellung der beschriebenen Zustände einzutreten. Die notwendige und natürliche Voraussetzung dafür ist jedoch, daß diese Übelstände von den Ingenieuren auch in vollem Maße eingeschätzt werden.

Dr.-Ing. Luz David.

Die Montlake-Brücke in Seattle hat die Anzahl der beweglichen Brücken dieser vom Washington-See-Kanal durchschnittenen Stadt Nordamerikas um eine weitere vermehrt. Sie ist nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 19. November 1925 als zweiflügelige Klappbrücke ausgebildet, hat eine Spannweite von 60 m für die Stromöffnung, einschließlich der Anfahrten eine Gesamtlänge von 116 m und wurde auf einem bereits vor 12 Jahren fertiggestellten Unterbau montiert, da man mit dem Bau der im Zuge der Montlake Avenue gelegenen Brücke schon damals rechnete. Ein endgültiger Entwurf für die Ausführung hatte freilich noch nicht bestanden, so daß neben verschiedenen Änderungen auch eine besondere Verankerung der Gründung erforderlich wurde. Die Erfahrungen beim Bau der früheren Klappbrücken kamen der Baubehörde zustatten.

Die Vorderkante der Strompfeiler schneidet hart mit der Böschung des Kanals ab, so daß man — um dessen Bett nicht unzulässig einzuengen — mit ihrer Gründung ziemlich tief heruntergehen mußte. Der Boden besteht aus einem Gemisch von Geröll, lehmigem Kies und feinem Sand; die recht steile und gegen 12 m hohe Uferböschung bedurfte daher zur genügenden Standsicherheit einer Befestigung in Gestalt einer Stampfbetonmauer. Ferner wurden zur Sicherung der Hauptpfeiler und zur Befestigung der Böschung die Pfeiler der Landöffnungen auf eine Pfahlgründung gesetzt, die aus Abb. 1 ersichtlich ist. Für die dazu erforderlichen 70 Pfähle wurde zunächst ein eisernes, 35 bis 40 cm weites Mantelrohr heruntergetrieben, im Innern ausgebaggert, ein Holzpfahl hindurchgerammt und der über diesem verbleibende Hohlraum des Blechmantels mit Beton ausgestampft.

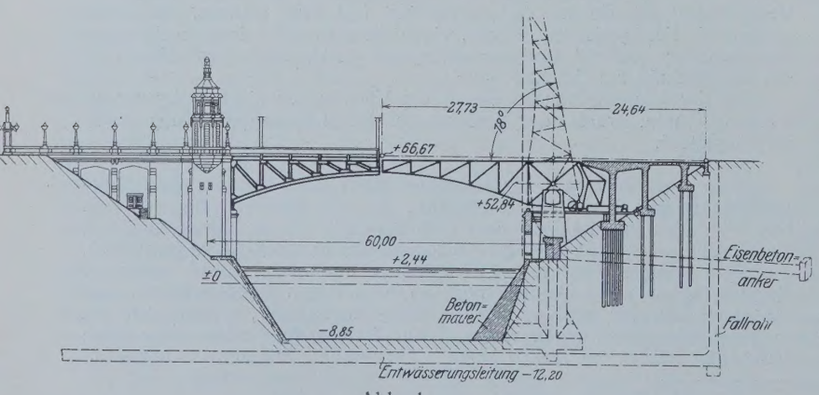


Abb. 1.

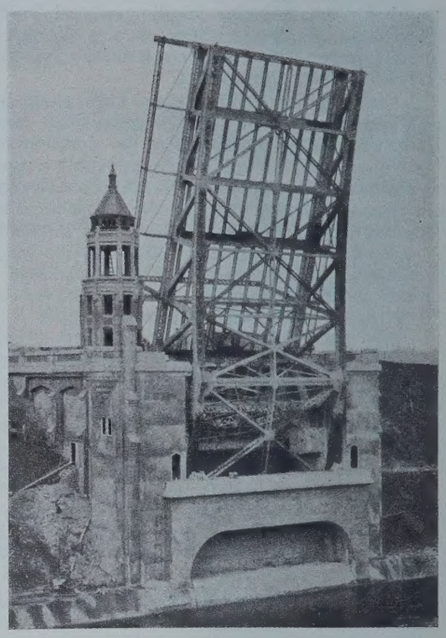


Abb. 2.

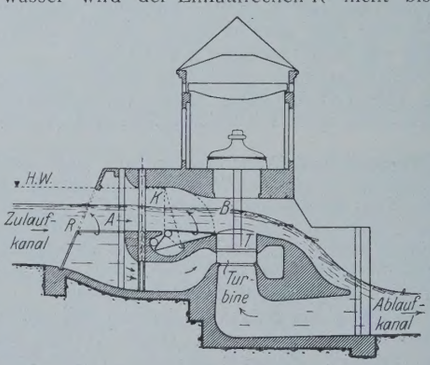
Die Auflagerung der Drehzapfen für die Klapparme ist mit 3,35 × 4,25 m recht knapp bemessen; um trotzdem jedes Ausweichen der Hauptpfeiler zu verhüten, wurden sie (vergl. Abb. 1) mittels eines Eisenbeton-Zugankers gegen eine 41 m rückwärts angeordnete Betonschwelle verankert. Die aus beiden Abbildungen ersichtliche Ausbildung der Hauptpfeiler läßt zwischen den beiden Zapfenlagerungen in der Mitte genügend Raum für die Klappvorrichtung.

Ki.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zur Ableitung von Schwemmgut bei Wasserkraftanlagen mit Rechen (Kl. 84a, Nr. 304 457 vom 7. 9. 1916 von René Köchlin-Rossier in Basel und Locher & Cie. in Zürich). Zur Abführung des Treibeises und Schwemmgutes vom Einlaufrechen nach dem Unterwasser wird der Einlaufrechen *R* nicht bis zum normalen Oberwasserspiegel reichend ausgeführt, sondern er läßt einen gewissen Querschnitt, der den Kanal *A* bildet, frei; dieser Kanal wird durch eine selbsttätige Klappe *K* geschlossen. Öffnet man die Klappe, so wird die oberste Wasserschicht des Oberwasserkanals in den Kanal *B* zwischen dem Turbinendeckel und dem Boden des Generatorensaales geleitet und durch das Turbinenhaus hindurch nach dem Unterwasser abgeführt. Hierdurch kann das Treibeis auf einfache Weise ohne Störung des Betriebes nach dem Unterwasserkanal gebracht werden. Auf dem Rechen sich ablagerndes Schwemmgut wird durch Kratzer nach oben abgezogen, wo es von der Strömung erfaßt und durch den Kanal *A* und *B* nach dem Unterwasser geschwemmt wird.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Pirath, zurzeit Vorstand des E. B. A. Hannover, folgte einem Ruf an die Technische Hochschule in Stuttgart und wurde zum ordentlichen Professor des Lehrstuhls für Eisenbahnwesen ernannt. Er wird sein Amt am 1. Mai 1926 übernehmen.

INHALT: Das Ergebnis des Wettbewerbs für die Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg. — Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten. — Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken. — Fachwerke von endlicher Beweglichkeit. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung — Straßenbautagung in Leipzig vom 3. bis 5. März 1926. — XIII. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Amerikanische Betrachtung über die andauernden Bauunfälle in den Vereinigten Staaten. — Montlake-Brücke in Seattle. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 2. April 1926 Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926.

Von Regierungsbaumeister **Carp.**
(Mitteilung aus der Emschergenossenschaft, Essen.)

Der Kern des rheinisch-westfälischen Industriegebiets, zwischen der Ruhr und der Lippe gelegen, im Westen durch den Rhein, im Osten durch das Ardeygebirge begrenzt, wird bekanntlich durch die Emscher, die östlich von Dortmund in der Nähe von Holzwickede entspringt und bei Walsum in den Rhein mündet, entwässert. Das 784 km² große Einzuggebiet umfaßt die wichtigsten Teile des Ruhrkohlenbezirks. Etwa 200 über das ganze Niederschlaggebiet gleichmäßig verteilte Zechen fördern die Steinkohle zutage, während die sich auf dieses Kohlenvorkommen stützende Hütten- und Eisenindustrie zu den aus Abb. 1 ersichtlichen großen Industriezentren zusammengedrängt ist. Durch Einstürzen der unterirdischen Hohlräume, die bei der Gewinnung der Kohle entstanden sind, senkten sich bald hier, bald dort große Geländeteile und brachten durch diese „Bergsenkungen" die an sich schon nicht sehr günstige Vorflut der Emscher und ihrer Nebenläufe völlig durcheinander. Die auftretenden Ausuferungen waren um so unangenehmer, als auch die

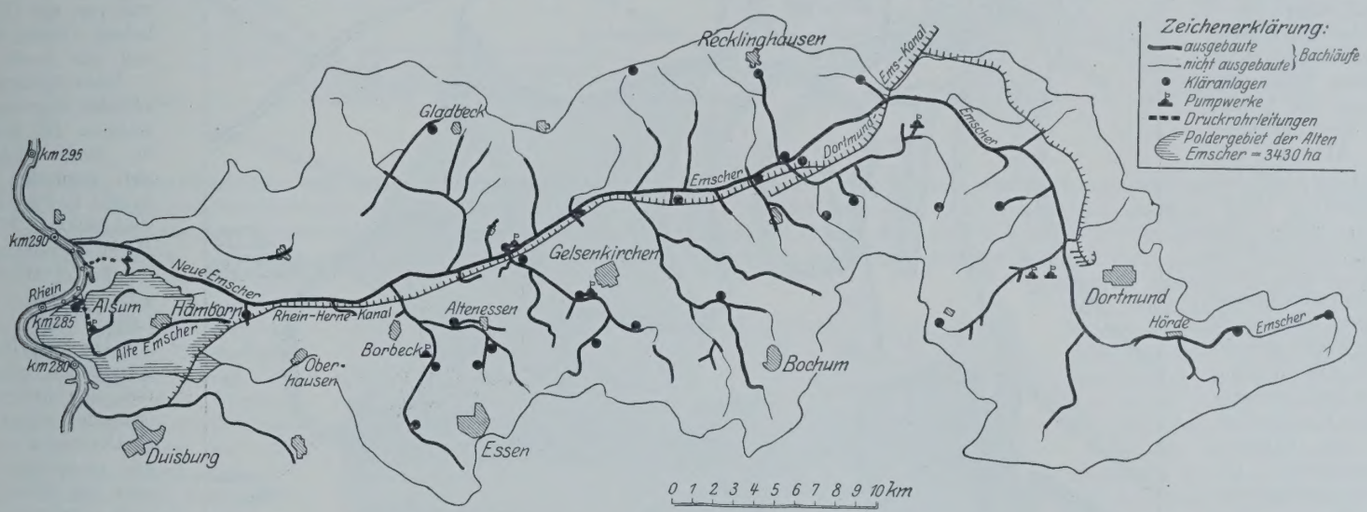


Abb. 1. Lageplan des Emschergebietes mit den von der Genossenschaft ausgebauten Bachläufen und den von ihr betriebenen Kläranlagen und Pumpwerken.

benachbarten Flüssen, dem Rhein, der Ruhr und der Lippe brachten, fehlten solche Nachrichten aus dem Emschergebiete. Durch Begradigung der Emscher und ihrer Nebenläufe sowie durch Vertiefung oder Eindeichung ihrer Querschnitte ist erreicht, daß nach menschlichem Ermessen das Emschergebiet vor Hochwasserschäden durchaus geschützt ist. Einen guten Maßstab für die Wirkung dieser Arbeiten gibt der Vergleich von

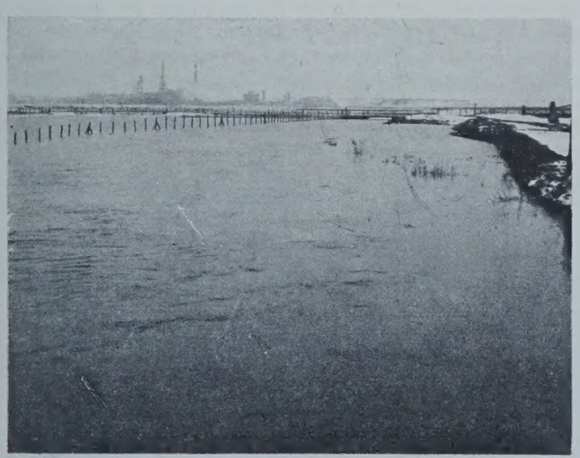


Abb. 2a. Hochwasser vom Februar 1909 bei Baukau.

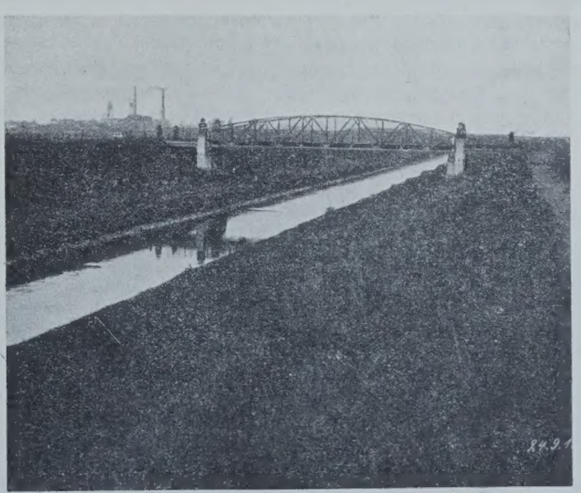


Abb. 2b. Zustand nach der Regulierung.

Beschaffenheit des Emscherwassers immer unerfreulicher wurde. Städte, Bergbau und Industrie schickten ihre Abwässer und lästigen Abfall- und Enderzeugnisse in den Vorfluter. Das Wasser wurde vergiftet und alles Leben aus ihm verdrängt. Hochwasserüberflutungen waren an der Tagesordnung. Zur durchgreifenden Besserung dieser Verhältnisse wurde durch ein preußisches Sondergesetz vom Juli 1904 die Emschergenossenschaft gebildet. Nach dem Wortlaut des Gesetzes ist ihr Zweck die „Regelung der Vorflut nach Maßgabe eines einheitlichen Projektes und die Abwässerreinigung im Emschergebiete sowie die Unterhaltung und der Betrieb der ausgeführten Anlagen".[1])

Welchen Erfolg die Emschergenossenschaft mit den Arbeiten zur Verbesserung der Vorflut hat, zeigte sich wie früher auch bei dem letzten großen Hochwasser um die Wende der Jahre 1925/26. Während die Zeitungen besorgniserregende Hochwassermeldungen von den der Emscher

Abb. 2a u. 2b. Beim letzten Hochwasser haben sich allerdings an einzelnen Stellen des Emschergebietes kleinere Schäden nicht vermeiden

[1]) Ausführlich ist über die Emschergenossenschaft berichtet worden in der Denkschrift „25 Jahre Emschergenossenschaft", 1900 bis 1925, im Auftrage des Vorstandes herausgegeben von Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing, Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen. Eine Besprechung dieser Denkschrift findet sich in der „Bautechnik" 1925, Heft 41, S. 592.

lassen, da die Arbeiten der Emschergenossenschaft noch nicht überall beendet und da wegen der Folgen der Bergsenkungen dauernd Nacharbeiten notwendig sind.

Nicht nur von der Emscher droht dem Emschergebiet Gefahr, sondern auch vom Rhein. Hier waren Land und Bewohner durch das außergewöhnliche Rheinhochwasser sehr gefährdet. Zur Abwendung der Gefahr sind von der Emschergenossenschaft an den Teilen der Deichlinie, deren Verteidigung und Unterhaltung ihr auf Grund einer früheren Vereinbarung zwischen den Beteiligten oblag, Maßnahmen getroffen worden, die im folgenden unter kurzer Schilderung der örtlichen Verhältnisse beschrieben werden sollen. Auch die eingetretenen Schäden sollen erwähnt werden.

Aus der Kartenskizze (Abb. 3) ist zu ersehen, welche Bedeutung die Sicherheit der Deichlinie für Alsum und Marxloh, Teile der Großstadt Hamborn, hatte. Ein Bruch des Deiches hätte diese Ortschaften stellenweise mehrere Meter hoch unter Wasser gesetzt.

In Alsum führte die August-Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, für die Emschergenossenschaft die Deichverteidigungsarbeiten aus. Hier war die Gefahr besonders groß. Wegen der beschränkten Platzverhältnisse war früher als Deichschutz am Westrande von Alsum eine Ufermauer gebaut worden. Südlich davon schließt sich ein gewöhnlicher Deich an. Infolge des Bergbaues sind Deich und Mauer abgesunken; dabei ist die Mauer an mehreren Stellen gerissen, obwohl sie Dehnungsfugen hat. In starken Quellen durchdrang das steigende Rheinwasser diese Risse und die undicht gewordenen Dehnungsfugen. Dichtungsarbeiten an der Innenseite mit Lehm hatten nur geringen Erfolg. Man mußte sich damit begnügen, ein Unterspülen der Mauer durch Belastung des Bodens zu verhindern und das eingedrungene Wasser durch Motorpumpen gleichzeitig mit dem in Alsum anfallenden Abwasser über die Mauer zurückzupumpen. Die Oberkante der abgesunkenen Mauer wurde in aller Eile durch Beton oder Sandsäcke aufgehöht (Abb. 4).

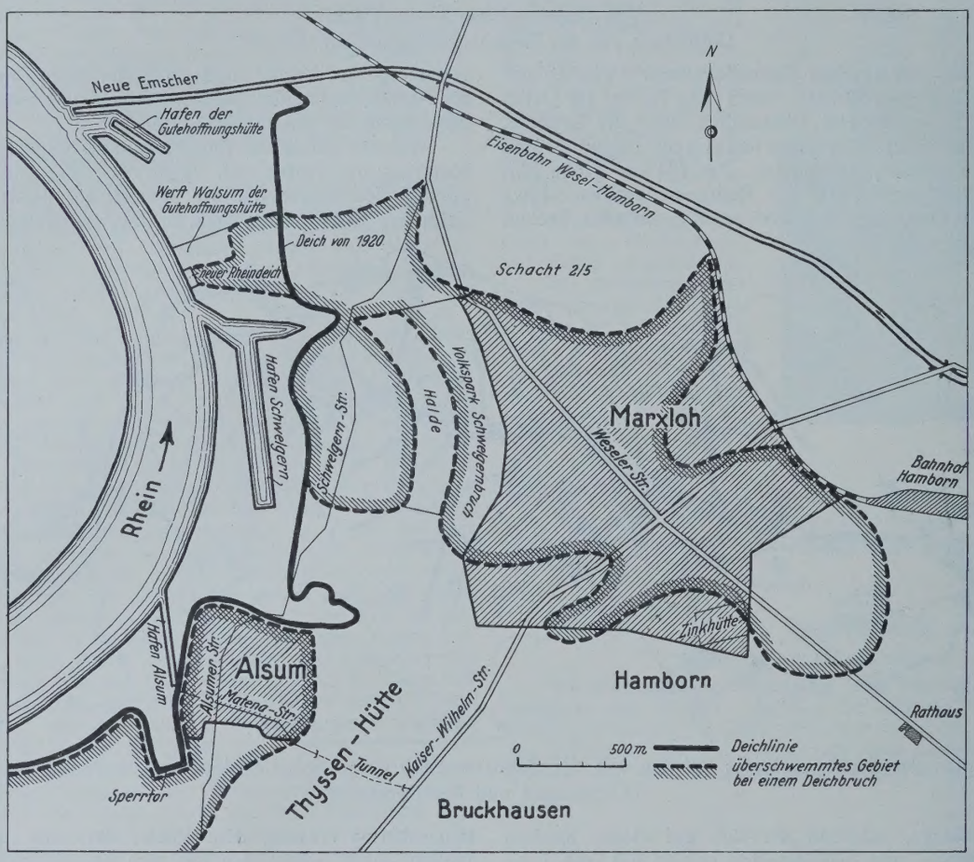


Abb. 3.

Auch der südlich anschließende Deich wurde in einer Länge von etwa 650 m durch Sandsackpackungen zum Teil zwischen Bohlwänden aufgehöht (Abb. 5). Als Füllung der Säcke diente trockener Schlamm aus dem Bett der alten Emscher. Für die Arbeiten waren Tag und Nacht starke Arbeiterkolonnen und zahlreiche Lastkraftwagen angesetzt. Im Laufe des 2. Januar 1926 erreichte der Rhein seinen höchsten Stand mit 4 cm über dem bisher maßgebenden HHW von 1882 am Duisburger Pegel. Stellenweise stand das Wasser höher als die alte Deichkrone, sodaß die Aufhöhung ihren Zweck erfüllte. Zum Glück hatte zu dieser Zeit der Sturm nachgelassen, und die riesige Wasserfläche lag ziemlich glatt da.

Am 3. Januar 1926 begann das Wasser ganz langsam zu fallen. Alsum war von der Gefahr befreit. Großer Schaden war durch die Verteidigungsarbeiten abgewendet worden. Die Kosten für diese belaufen sich immerhin auf 95 000 R.-M. Darin sind 39 000 R.-M. für Material (unter anderem für 22 000 Stück neue Jutesäcke) enthalten.

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß eine Mauer im Bergsenkungsgebiet als Deichschutz nicht zu empfehlen ist, weil die Risse, die stets entstehen werden, nicht oder doch nur mit sehr großen laufenden Unterhaltungskosten genügend gedichtet werden können.

An dem anderen Teile der von der Emschergenossenschaft zu unterhaltenden Deichlinie nordwestlich von Marxloh sind während der Hochwassertage besondere Maßnahmen getroffen worden, die mit den dort ausgeführten Bauarbeiten zusammenhängen. Sie sollen etwas ausführlicher geschildert werden.

Hamborn-Marxloh ist ebenso wie Alsum infolge des Bergbaues so weit abgesunken, daß die natürliche Entwässerung zum Rhein hin nicht mehr möglich ist. Durch ein Pumpwerk (s. Kartenskizze Abb. 6) wird die Vorflut künstlich aufrechterhalten. Bisher drückte das Pumpwerk das im Hauptkanal Hamborn—Marxloh ankommende Wasser durch eine Rohrleitung von 1,30 m Durchm. bis hinter den im Jahre 1920 nach dem für Marxloh

Abb. 4. Ufermauer in Alsum am 5. 1. 1926.

Abb. 5. Aufhöhung des abgesunkenen Deiches in Alsum. Links Reservesäcke. Aufgenommen am 5. 1. 1926.

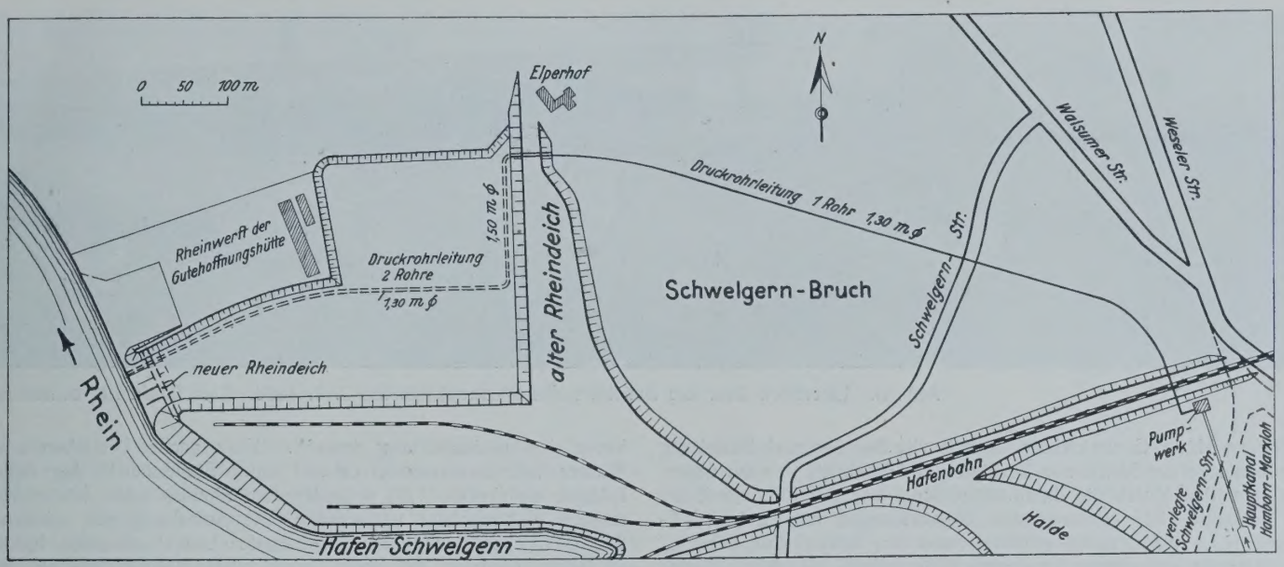


Abb. 6.

besonders gefährlichen Hochwasser vom Januar 1920 gebauten Rheindeich. Das Gelände westlich vom Rheindeich war dem Hochwasser ausgesetzt. Das östlich von ihm gelegene Schwelgernbruch und daran anschließend die Stadt Marxloh sollte durch den Deich vor Überschwemmungen geschützt werden. Der Deich war noch nicht endgültig ausgebaut, und es entstanden am inneren Deichfuß der bisher nur mit einer Lehmschürze versehenen Haldenschüttung bei jedem Hochwasser starke Quellen, die das Schwelgernbruch allmählich unter Wasser setzten und die Schwelgernstraße überfluteten.

Im Sommer 1925 begann die Emschergenossenschaft im Einvernehmen mit den Beteiligten einen neuen Rheindeich zu schütten zwischen dem Gelände des Hafens Schwelgern und der Rheinwerft der Gutehoffnungshütte. Dieser neue Rheindeich war billiger als der endgültige Ausbau des alten Deiches. Die Druckrohrleitung von 1,30 m Durchm. mußte gleichzeitig vom alten Rheindeich bis zum Rhein verlängert werden. Für spätere, nach dem Ausbau der Kanalisation von Marxloh zu erwartende größere Wassermengen wurde schon jetzt ein zweites Rohr von 1,50 m Durchm. verlegt. Das versumpfte Zwischengelände zwischen beiden Deichen, dessen Zustand besonders im Sommer in gesundheitlicher Hinsicht bedenklich war, soll durch Haldenschüttungen bis auf die Höhe der Deiche aufgehöht werden. Über den Rohren bleibt ein Graben frei, so daß Schäden an den Muffenverbindungen der Rohre, die durch Bergsenkungen eintreten können, ohne größeren Bodenaushub beseitigt werden können. Im Herbst 1925 war der neue Rheindeich zum größten Teile fertig geschüttet und auf der Rheinseite abgepflastert. Die Deichlücke über den Rohren wurde erst im Laufe des Dezember 1925 geschlossen.

Abb. 8. Das Gelände wird unter Wasser gesetzt. Rechts der alte Rheindeich.

Als die Hochwasserwelle des Rheins am 22. Dezember einsetzte, war der Deich so hoch geschüttet, daß er von einem gewöhnlichen Rheinhochwasser nicht überflutet werden konnte. Er hatte ferner genügende Breite, so daß er trotz seiner teilweise noch nicht abgepflasterten rheinseitigen Böschung eine schnell verlaufende Hochwasserwelle wohl ausgehalten hätte. Dem außergewöhnlichen Hochwasser war er jedoch nicht gewachsen. Zu dem immer weiter steigenden Wasser kam ein starker Südweststurm, der die weite Fläche des Rheins aufwühlte und hohe Wellen gegen die unbefestigte Böschung trieb. Deshalb wurde die Böschung durch eine Schüttung von Hochofenstückschlacke gesichert (Abb. 7). Von großem Wert war hierbei die Nähe der Hafengleise der

Abb. 7. Im Hintergrunde links der alte Rheindeich. 31. 12. 1925.

Abb. 9. Überblick über die Baustelle des Rheindeiches am 2. 1. 1926. Der Rhein hat seinen höchsten

August-Thyssen-Hütte, Gewerkschaft. Bereits vier Stunden nach Bestellung stand die Schlacke am Rhein zur Verfügung. Allmählich war der innere Deichfuß von den durch die durchlässige Mole von der Rheinwerft der Gutehoffnungshütte her eindringenden Wassermengen aufgeweicht. Es hatten sich feine Wasseradern gebildet, und der Boden wurde breiig. Trotzdem bestand noch am 31. Dezember 1925, mittags, die Aussicht, den Deich zu halten und das Gelände zwischen altem und neuem Rheindeich vor dem Hochwasser zu schützen, wenn der Rhein wieder schnell fiele. Da kam jedoch von der Oberdeichinspektion in Düsseldorf auf Anfrage die Nachricht, daß ein Hochwasser zu erwarten sei, welches das von 1920 überstiege. Danach war ein erhebliches Überfluten des Deiches mit Sicherheit zu erwarten. Bei einem Höhenunterschiede zwischen innerem und äußerem Wasserspiegel von etwa 4,5 m hätten die einbrechenden Wassermengen unabsehbaren Schaden angerichtet. Nicht nur die neu verlegten Druckrohre wären wahrscheinlich auseinandergewirbelt worden, auch die Böschungen der Rheinwerft und mit ihnen das große Verwaltungs- und Wirtschaftsgebäude (Abb. 7, links) wären stark gefährdet gewesen, vor allem aber bestand die größte Gefahr, daß der alte Rheindeich dem Anprall der Wassermengen nicht standgehalten hätte. Seine Lehmschürze konnte sehr leicht weggerissen werden, und durch die durchlässigen Haldenmassen wäre dann das Wasser in starken Strömen durchgeflossen. Damit war die Standsicherheit des Deiches auf das höchste gefährdet. Ein Bruch hätte Marxloh, wie oben erwähnt, mehrere Meter hoch unter Wasser gesetzt.

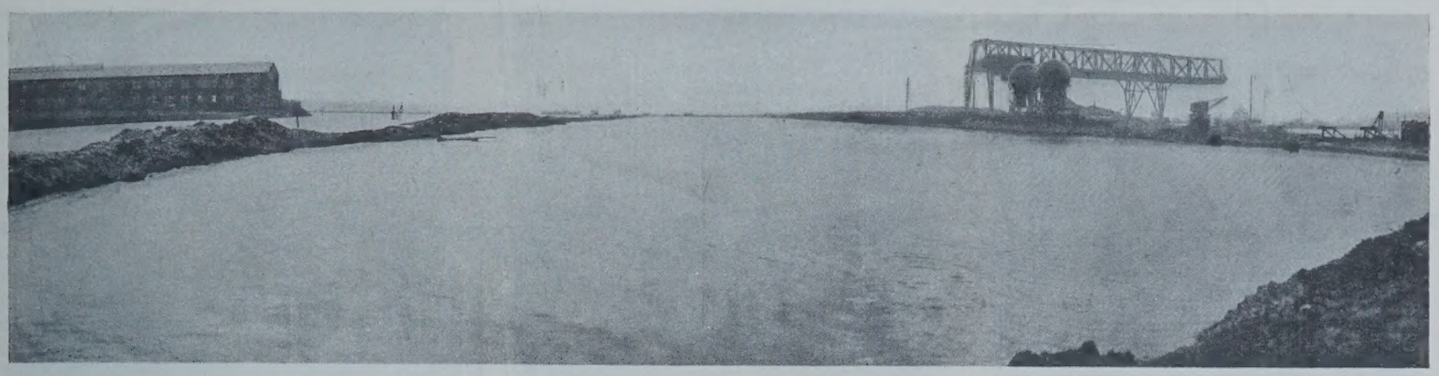
Um am neuen Rheindeich den erwarteten Stoß des einbrechenden Wassers nach Möglichkeit zu schwächen, wurden in aller Eile in der Rohrleitung von 1,50 m Durchm. mehrere Einsteigeschächte geöffnet und dann durch Öffnen des Absperrschiebers am neuen Rheindeich das bis dahin hochwasserfrei gehaltene Gelände unter Wasser gesetzt (Abb. 8). Das Wasser stieg bei einem Überdruck von etwa 4,5 m Wassersäule um 0,2 m/Std. Das entsprach etwa 2 m³/Sek. Die Rohrleitung von 1,30 m Durchm. war schon kurz vor Weihnachten an die bestehende Rohrleitung angeschlossen und vorläufig in Betrieb genommen worden. Ihre Muffen waren zum Teil nur mit Weißstrick in aller Eile gedichtet worden. Die Bleidichtung konnte nicht mehr eingebracht werden. Trotzdem hielten die Muffen gegen den Wasserüberdruck vom Rhein her genügend dicht.

Am 1. Januar 1926, mittags, hatte der Rheinwasserstand die Oberkante der Deichschüttung erreicht. Kurz nach 6 Uhr abends brach das Wasser mit zunehmender Gewalt ein. Binnendeichs lag der Wasserspiegel noch etwa 1,80 m unter dem Rheinspiegel. Immerhin war ein starkes Wasserpolster vorhanden. Die Auffüllung des schätzungsweise 220 000 m³ betragenden Raumes dauerte etwa $1^1/_2$ Stunde. Im Laufe des 2. Januar erreichte der Rhein seine höchste Höhe, die, wie bereits erwähnt, am Duisburger Pegel 4 cm über dem bisher maßgebenden HHW von 1882 lag (Abb. 9).

Am alten Rheindeich traten bald nach dem Vollaufen des Zwischengeländes die von früher her bekannten starken Quellen am Fuße der inneren Böschung auf. Das Schwelgernbruch wurde allmählich unter Wasser gesetzt. Im Anfang stieg das Wasser um 2,2 cm/Std., später wurde das Steigen bei größer werdender Fläche schwächer. Die Quellen wurden, um eine Vergrößerung durch Ausspülen der feinen Bestandteile zu verhindern, mit Bruchsteinen beschwert. Da nicht abzusehen war, wie lange der hohe Rheinwasserstand und das Steigen im Schwelgernbruch dauern würde, und da man ferner die Quellen unter Beobachtung halten wollte, wurde auf Veranlassung der Emschergenossenschaft von der August-Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, eine starke Kreiselpumpe von 400 mm Durchm. mit einer Leistung von 16 m³/Min. mit dem zugehörigen Elektromotor aus der Kohlenwäsche einer in der Nähe liegenden Schachtanlage ausgebaut und in bemerkenswert kurzer Frist am alten Rheindeich aufgestellt. Die elektrische Energie wurde durch ein schnell verlegtes Kabel von der Werft Walsum der Gutehoffnungshütte bezogen. Die an sich vorhandene und bei gewöhnlichen Verhältnissen auch benutzte Möglichkeit, das im Schwelgernbruch eingedrungene Wasser durch einen Durchlaß im Damm der Hafenbahn zum Pumpwerk zu leiten und in den Rhein zurückzudrücken, konnte nicht ausgenutzt werden, da die Maschinen dieses vorläufigen Pumpwerks durch die starken Regenfälle und den verstärkten Grundwasserandrang voll belastet waren. Sie leisteten etwa 0,6 m³/Sek. In einer längeren Pumpzeit von etwa 40 Stunden wurde der Wasserspiegel durch die neu aufgestellte Pumpe nicht nur gehalten, sondern sogar um 5 cm abgesenkt. Inzwischen war das Rheinhochwasser zurückgegangen, die Gefahr war beseitigt, und die Pumpe konnte wieder abgebaut werden.

Nach Rückgang des Hochwassers zeigte sich, daß die eingetretenen Schäden am Rheindeich verhältnismäßig gering geblieben sind (Abb. 10). 800 bis 1000 m³ Lehm sind fortgespült worden. Auch ein Teil der Schütt-

Abb. 10. Rheindeich nach Rückgang des Hochwassers am 11. 1. 1926.



Stand erreicht. Links Werft, in der Mitte Verwaltungsgebäude der Werft, ganz rechts Hafen Schwelgern.

steine ist verloren; er liegt verstreut unter den Lehmmassen. Die Aufsetzstange einer Schieberspindel ist durch den hämmernden Anprall der Schüttsteine während des Einbruchs verbogen, ein Schaden, der leicht zu beheben war. Größere Kosten sind an der im Bau befindlichen Druckrohrleitung entstanden. Hier waren die Böschungen der langgestreckten Baugrube eingerutscht, die Rohre waren zum Teil versandet und verschlammt, und die noch zu verstemmenden Muffen mußten gereinigt werden. Außerdem ist für die Wasserhaltung eine Kreiselpumpe mit Dampfkessel nötig geworden, während vor dem Hochwasser Handpumpen ausreichten. Für den Rheindeich sind an Kosten für die Verteidigung und die Behebung der Schäden etwa 8000 R.-M. aufzuwenden. Die Schäden an der Druckrohrleitung betragen etwa 12 000 R.-M.

Nach Vollendung des neuen Rheindeiches und nach dem noch in diesem Jahre zu erwartenden Bau des endgültigen Pumpwerks mit einer Leistungsfähigkeit von 2,5 m³/Sek. (ausbaufähig auf 4,5 m³/Sek.) wird die Stadt Marxloh vor Überschwemmungen sicher geschützt sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterfangen von Brückenpfeilern.

Von Stadtbaurat **M. Vicari,** Kempten i. Allgäu.

Etwa 4 km unterhalb Kempten im Allgäu befindet sich, von der Staatsstraße durch die Iller getrennt, der Exerzierplatz der Garnison. Über die Iller führte früher eine hölzerne Jochbrücke. Im Jahre 1907 erbaute die Stadt an ihrer Stelle eine Eisenbetonbrücke mit 4 Öffnungen von je 17,25 m Lichtweite. Jeder der 3 Flußpfeiler ist auf 6 Eisenbetonpfählen von 30 · 30 cm Querschnitt gegründet.

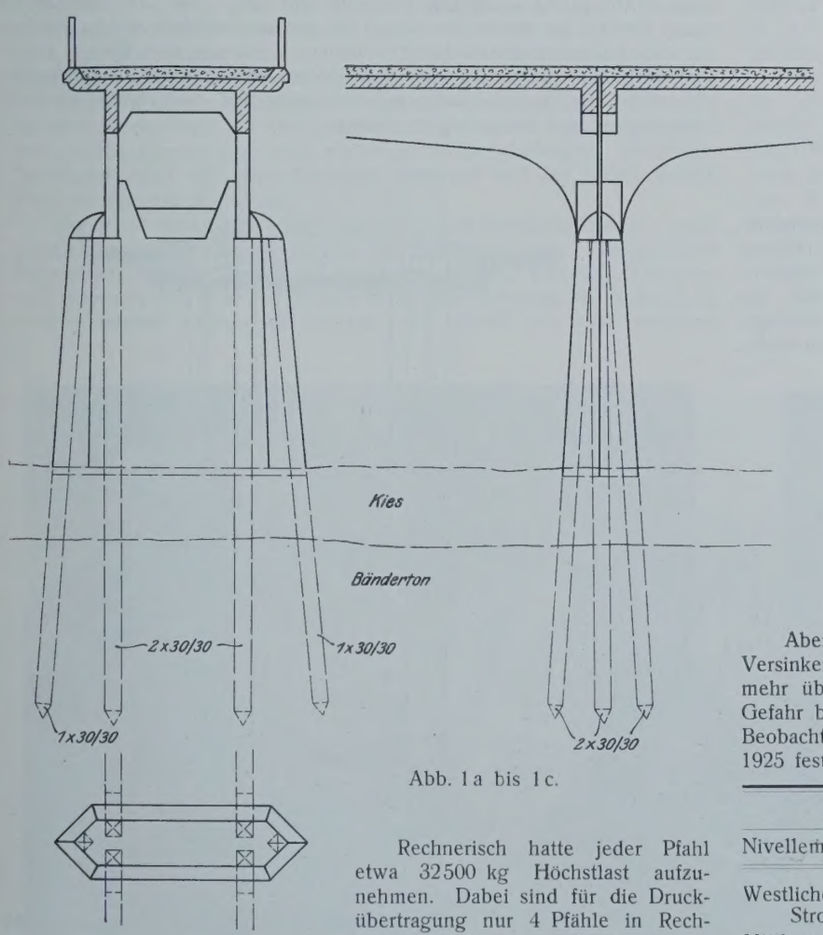


Abb. 1a bis 1c.

Rechnerisch hatte jeder Pfahl etwa 32500 kg Höchstlast aufzunehmen. Dabei sind für die Druckübertragung nur 4 Pfähle in Rechnung gestellt. Die 2 Pfähle an den Pfeilerspitzen sind außer Ansatz geblieben. Als zulässige seitliche Bodenpressung wurden 2 km/cm² angenommen und daraus eine Gründungstiefe von rd. 4,5 m berechnet.

Die Flußsohle bestand aus etwa 1,5 m Kies, dann folgte bis zu unbestimmbarer Tiefe „Bänderton", eine blau- bis gelbgraue, kreideartige Ablagerung in dünnsten Schichten aus der Eiszeit. Dieser Bänderton zeigte sich beim Einrammen der Eisenbetonpfähle ungemein hart und widerstandsfähig. Die ausführende Firma durfte sich daher mit der errechneten Rammtiefe mit gutem Gewissen begnügen, um so mehr, als die nicht mitberechneten Eckpfähle jedes Pfeilers die errechnete Tragfähigkeit nicht unwesentlich vermehrten. Die Pfähle reichten nach oben bis zum Auflager der Tragbalken und wurden dort durch eine Eisenbetonplatte zusammengefaßt. Der Zwischenraum zwischen den Pfählen wurde ausbetoniert und bildete die Pfeiler. Nach unten wurden die Pfeiler unter Wasserhaltung bis in die Kiesschicht hinab betoniert.

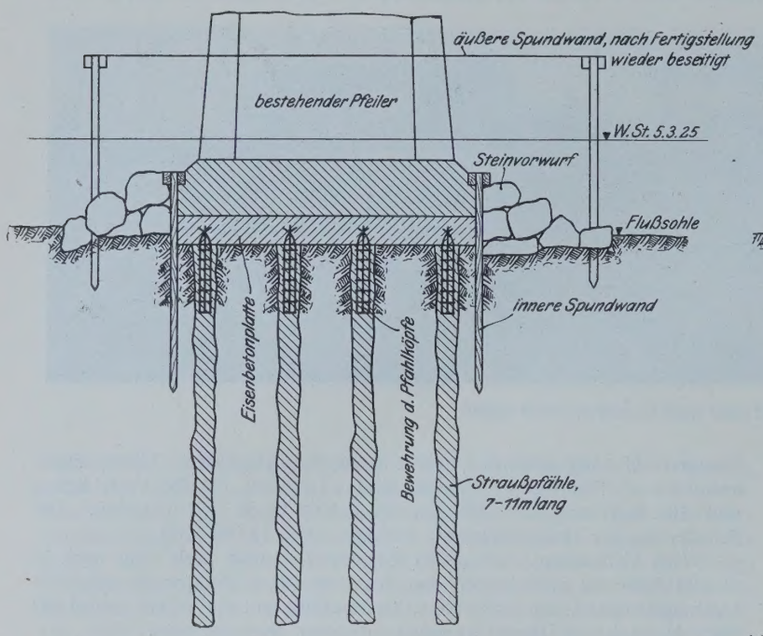
Von einer Spundwandumschließung der Pfeiler wurde abgesehen, einerseits, weil nach damaliger Kenntnis der Untergrundverhältnisse eine zwingende Notwendigkeit für eine Spundwand nicht bestand und weil anderseits die Stadt als Bauherrin von der ausführenden Firma jede einigermaßen erzielbare Einsparung verlangte. Die Konstruktion und die Anordnung der Pfähle ist in Abb. 1a bis 1c dargestellt.

Die Probebelastung der Brücke durch einen 8-Tonnen-Wagen und Kiesbelastung ergab in der Mitte des geprüften Feldes eine Absenkung von nur 1 mm. Die Haftzeit der ausführenden Firma ging im März 1910 zu Ende, ohne daß irgendwelche Beanstandungen gemacht werden mußten.

Die Freude über den gelungenen und billigen Brückenbau sollte aber nicht lange dauern. Schon im Herbst 1914 wurde gelegentlich einer Besichtigung bemerkt, daß der Steinvorwurf am Mittelpfeiler stark nach gesunken, ja sogar teilweise verschwunden war. Die Zeit war aber damals nicht geeignet, um in dieser Erscheinung mehr als eine harmlose Unterspülung des Steinvorwurfes zu erkennen.

Aber schon im Jahre 1920 war am Brückengeländer ein so starkes Versinken der Pfeiler mit freiem Auge wahrzunehmen, daß kein Zweifel mehr über den Zustand der Brücke bestehen konnte. Eine unmittelbare Gefahr bestand indessen noch nicht. In den nächsten Jahren wurden die Beobachtungen fortgesetzt. Nachstehend sind die in den Jahren 1920 und 1925 festgestellten Absenkungen zusammengestellt:

	Nordseite		Südseite	
Nivellement vom	10. V. 1920	21. II. 1925	10. V. 1920	21. II. 1925
Westlicher Strompfeiler	70 mm	81 mm	77 mm	87 mm
Mittlerer Strompfeiler	165 mm	188 mm	160 mm	181 mm
Östlicher Strompfeiler	95 mm	120 mm	96 mm	120 mm



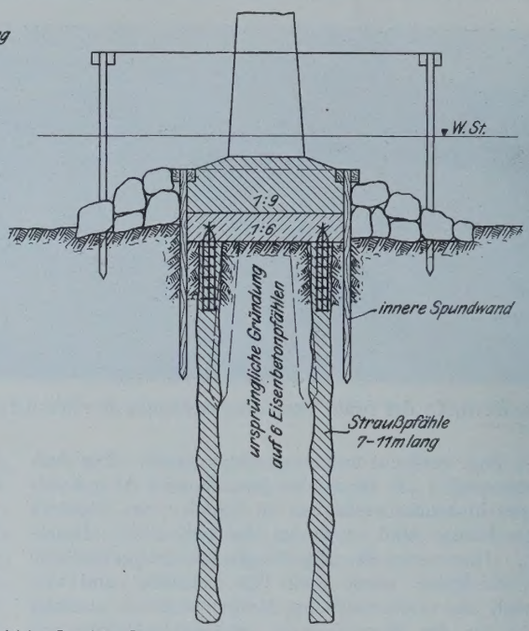
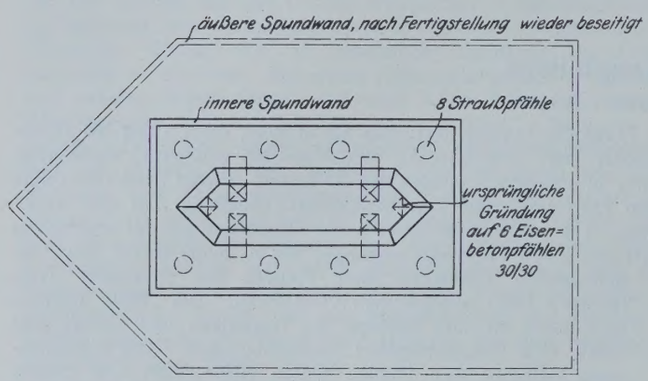


Abb. 2a bis 2c.



Im März 1925 fand dann eine genaue Prüfung der Brücke durch eine Kommission statt.

Es wurde folgendes festgestellt:

Die bei der Erbauung der Brücke auf der Flußsohle vorgefundene, 1,5 m starke Kiessohle war am mittleren Pfeiler vollständig, an den seitlichen Pfeilern teilweise verschwunden, wahrscheinlich eine Folge der inzwischen durchgeführten Uferkorrektionen oberhalb der Brücke. Am Mittelpfeiler waren einzelne Jochpfähle der alten Holzbrücke stehengeblieben und verhinderten das vollständige Nachsinken des Steinvorwurfes.

Abb. 3. Gesamtansicht der Brücke und Baustelle von Nordosten. Äußere Spundwand um den mittleren Strompfeiler fertig.

Unter diesem war die Flußsohle so tief weggespült, daß schon die Unterkante des Pfeilers und ein Stück der Eisenbetonpfähle zu sehen war. Die Konstruktion der Brücke war noch unbeschädigt. Jedoch war sicher, daß im Brükkengeländer und im oberen Teile des Plattenbalkens infolge der Pfeilerabsenkungen starke Pressungen vorhanden waren und daß mit gründlicher Abhilfe nicht mehr länger gewartet werden durfte. An den beiden seitlichen Pfeilern war die Unterspülung noch nicht so weit fortgeschritten, daß die Flußsohle tiefer als die Pfeilerunterkante unterspült gewesen wäre.

Der Vorgang ist wie folgt zu erklären. Durch die Fortspülung der Kiesschicht bekam das Wasser unmittelbaren Zutritt zur Bändertonschicht. So widerstandsfähig dieses Material im trockenen Zustande ist, ebenso unzuverlässig wird es bei Wasserzutritt. An den glatten Betonpfahlwänden konnte die Feuchtigkeit allmählich bis zu den Pfahlspitzen vordringen. Dadurch wurde es möglich, daß sich die Eisenbetonpfähle allmählich immer tiefer in diese Tonschicht einbohren konnten.

Es handelte sich vor allem um die Sicherung des mittleren Pfeilers, dessen Absenkung schon fast 19 cm erreicht hatte. Man war sich darüber klar, daß der gesunkene Pfeiler nur mit außerordentlichen Mitteln gehoben werden könnte, und daß diese in keinem Verhältnis zum Erfolge stehen würden. Man mußte also darauf verzichten, die unschöne, eingesunkene Linie der Brückenoberfläche zu verbessern und die vorhin erwähnte Materialpressung rückgängig zu machen.

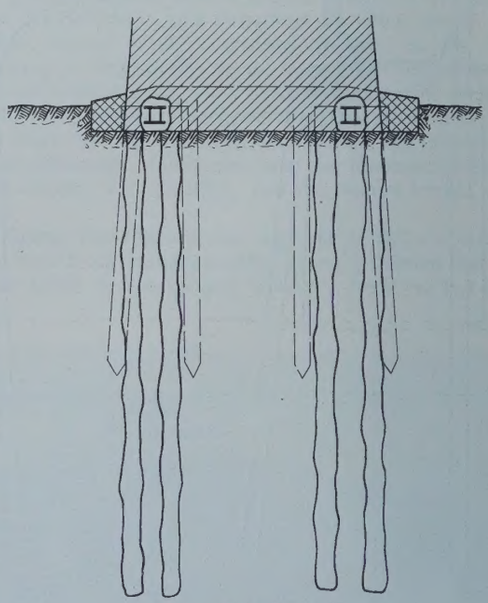


Abb. 7a.

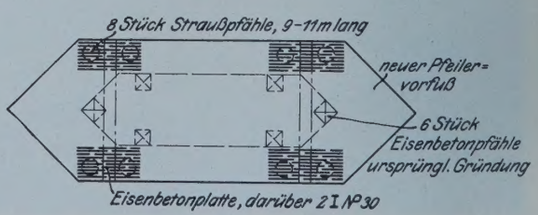


Abb. 7b.

Abb. 4. Bohrung der Straußpfähle für den Mittelpfeiler. Herausheben des Bohrkernes.

Abb. 5.

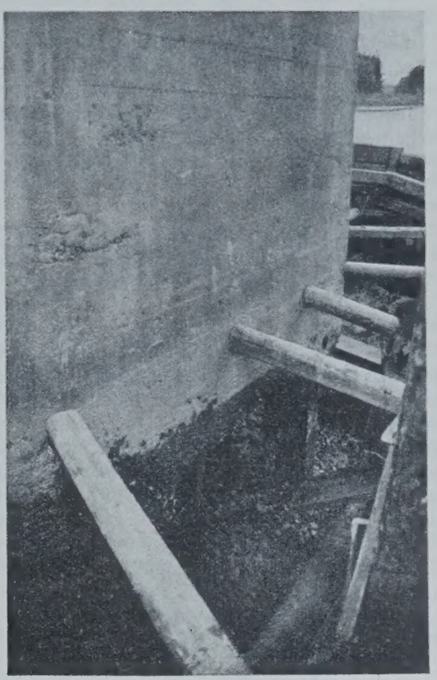


Abb. 6.

Mittelpfeiler: Ausschachtung für die Betonplatte über den Straußpfahlköpfen, deren Bewehrung sichtbar ist. Auch die ursprünglichen Eisenbetonpfähle sind zu sehen.

Es wurde folgende Ausführung beschlossen. Eine Holzspundwand rings um den Pfeiler soll die Wasserhaltung der Baugrube, das Herausziehen der alten Pfähle und die Wegschaffung der Steinschüttung ermöglichen. Innerhalb dieser Spundwand wird eng um den Pfeiler eine zweite Spundwand bis 4 m unter die jetzige Flußsohle geschlagen, die nach Beendigung der Arbeiten im Boden bleibt. Innerhalb dieser Spundwand werden 8 Straußpfähle von 7 bis 10 m Tiefe gebohrt und betoniert. Die Pfahlköpfe werden bewehrt und mit einer Eisenbetonplatte verbunden, die die Pfähle zu einem einheitlichen Tragkörper zusammenfaßt. Über der Eisenbetonplatte wird der vorhandene Pfeiler, nachdem alle mangelhaften Betonstellen abgeschlagen sind, mit Stampfbeton unterfangen. Die innere Spundwand wird mit einem Steinwurf geschützt und die äußere Spundwand wieder restlos entfernt.

Auf einen Straußpfahl trifft rechnerisch eine Höchstlast von 22 t, ohne Berücksichtigung der Beanspruchung der Fundamentsohle. Das genannte Pfahlsystem erschien gerade im vorliegenden Falle besonders geeignet, weil einerseits die über den Pfeilern befindliche Fahrbahn die Anwendung einer maschinell betriebenen Ramme nicht zuließ, und weil anderseits die unregelmäßige Form der Straußpfähle eine größere Haftung im Untergrund versprach als jedes andere System mit glatten Pfahlwänden und mit einer Pfahlspitze. In Abb. 2a bis 2c ist diese Ausführung dargestellt. Sie wurde ohne wesentliche Änderung durchgeführt, wobei unvermutete Anschwellungen der Jller der ausführenden Firma manche Schwierigkeiten in den Weg stellten. In Abb. 3 bis 6 ist der Arbeitsvorgang dargestellt.

Nach Beendigung der Sicherungsarbeiten am Mittelpfeiler beschloß die Stadtverwaltung, aus wirtschaftlichen Gründen die Sicherung der beiden äußeren Pfeiler anzuschließen, obwohl diese Arbeit noch mehrere Jahre hätte aufgeschoben werden können. Die Pfeiler wurden in der Nähe der oberen und unteren Spitze durch je 4 Straußpfähle unterfangen und die 2 Pfahlköpfe je einer Pfeilerseite durch einen Eisenbetonträger zusammengefaßt, auf den starke I-Träger aufgelagert wurden. Zum Schluß mußte die Pfeilerlast auf diese Träger durch einen Betonklotz übertragen werden.

Diese Ausführung hat sich gut bewährt. Die Arbeit konnte ohne Spundwand und ohne Wasserhaltung in verhältnismäßig kurzer Zeit ausgeführt werden.

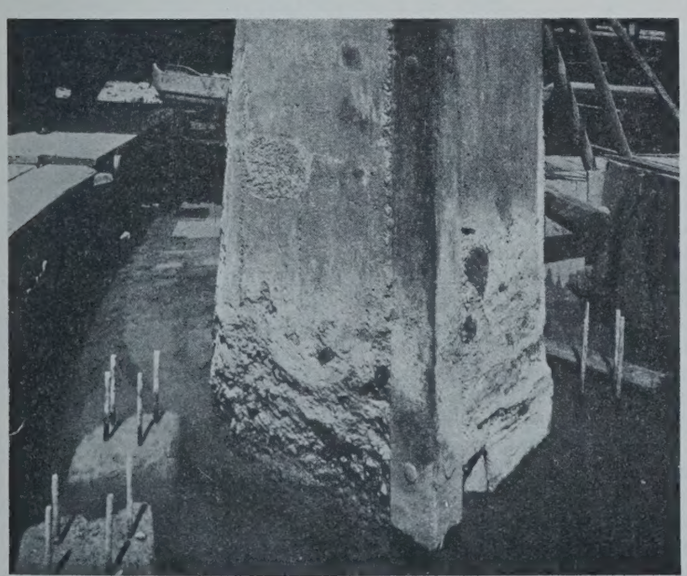


Abb. 8. Äußerer Pfeiler: Ansicht der bewehrten Pfahlköpfe. Viereckiger Querschnitt nur über der Flußsohle. Starke Anfressung des Betons an den Pfeilerwänden.

Abb. 9. Äußerer Pfeiler: Zusammenfassung zweier Straußpfähle durch eine Eisenbetonplatte, Auflagerung der Pfeiler auf I-Träger. Keine Spundwand, nur Steckbohlen.

Zum Schluß wurde der neue Pfeilerfuß mit einem Steinvorwurf umgeben.

Durch die 8 neuen Straußpfähle, die auf diese Weise jeder der beiden Außenpfeiler erhielt, ist die Tragfähigkeit um fast auf das Dreifache erhöht worden. Sie wird auch noch dann vollauf genügen, wenn die Vertiefung der Jllersohle bei den Außenpfeilern mit der Zeit die gleichen Fortschritte machen sollte wie beim Mittelpfeiler. In Abb. 7 bis 9 ist die Konstruktion und der Arbeitsvorgang an den Außenpfeilern dargestellt.

Es sei noch bemerkt, daß im Zusammenhange mit den Arbeiten am Mittelpfeiler eine Bohrung in den Bänderton abgetrieben wurde, um die Mächtigkeit dieser Schicht festzustellen. Bei einer Tiefe des Bohrloches von 26 m mußte aus finanziellen Gründen abgebrochen werden, ohne daß man das untere Ende des Bändertons erreicht hatte.

Die Sicherungsarbeiten an den drei Pfeilern haben 30 500 R.-M. gekostet. Interessant ist es, damit die Herstellungskosten der ganzen Brücke im Jahre 1907 mit 27 200 M. zu vergleichen.

Die vorläufigen Kläranlagen der Stadt Glauchau zur Verhinderung von Hauskläranlagen und zur Förderung der Hauptkläranlage Nord.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaudirektor Dipl.-Ing. **Ernst Gedschold,** Glauchau.

Die Entwässerungsfragen der Stadt Glauchau und die damit zusammenhängende Beseitigung bezw. Reinigung der Abwässer sind bereits mehrfach von Fachleuten untersucht und studiert worden; der Krieg und die daraus entstandene Notlage haben diese Arbeiten zum Stillstande gebracht. Zurzeit hat die Stadt diese Untersuchungen wieder aufgenommen und ist bestrebt, die vorhandenen Mißstände im Rahmen der zur Verfügung

stehenden Mittel zu beseitigen. Die bereits früher ausgeführten Vorarbeiten haben ergeben, daß man in Glauchau mit einer Zentral-Abwasseranlage nicht auskommt, es sei denn, daß man außerordentlich hohe Kosten dafür aufwenden würde. Die Gefällverhältnisse in der Stadt bedingen, daß im Westen, Norden und Osten je eine Anlage errichtet wird.

Zum Bau der Anlage für das Westgebiet ist augenblicklich ein dringendes Bedürfnis noch nicht vorhanden, weil dieses Gebiet zurzeit noch wenig ausgebaut ist und weil dort vor der Hand eine Bautätigkeit im größeren Umfange noch nicht eingesetzt hat. Eine unbedingte Notwendigkeit zur Reinigung der Abwässer liegt für den mittleren Stadtteil rechts der Mulde vor. Die hier zum Abfluß kommenden Abwässer müßten der Hauptkläranlage Nord zugeführt werden. Es käme hier nicht nur der Bau der Kläranlage in Betracht, sondern auch die Ausführung des großen Hauptzuleitungskanals. Der Bau dieser Anlage würde einen Kostenaufwand von rd. 600 000 R.-M. verursachen. Zurzeit ist die Stadt nicht in der Lage, diese für heutige Verhältnisse beträchtlich hohe Summe aufzubringen. Mit dem Bau der Hauptkläranlage Nord muß daher gewartet werden, bis günstige finanzielle Verhältnisse wieder eingetreten sind. Um aber die gröbsten Mißstände zu beseitigen, beabsichtigt die Stadt, zunächst vorläufige Reinigungsanlagen zu errichten, deren Konstruktion es ermöglicht, daß sie später wieder beseitigt werden und anderweitig Verwendung finden können. Diese sollen den Zweck haben, die abzuleitenden Abwässer vor Eintritt in den Vorfluter in verhältnismäßig einwandfreier Weise zu reinigen. Außerdem bedeutete es einen Rückschritt, wenn man die vielen Neubauten mit gewöhnlichen Abortgruben ohne Spülklosetts errichten würde. Der Anschluß von Spülklosetts an Abortgruben ist unvorteilhaft, weil die Gruben häufig entleert werden müßten und weil hierdurch viel zu hohe Kosten entstehen würden. Die Landwirtschaft lehnt übrigens auch derartige wasserhaltige Fäkalien ab, und es ist schwer, Leute für die Abfuhr zu gewinnen. Es bliebe nur der Ausweg, für jeden Neubau eine besondere Frischwasserkläranlage einzubauen; dies ist aber vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus zu verwerfen, da jede dieser Anlagen bei Errichtung der Zentralkläranlage wieder beseitigt und der unmittelbare Anschluß mit der Kanalisation geschaffen werden müßte. Ferner würde die Kontrolle und Bedienung der einzelnen Hauskläranlagen viel mehr Zeit und Geld verschlingen als eine Anlage an den verschiedenen Einflüssen in den Vorfluter.

Aus diesem Grunde plant die Stadt, an verschiedenen Stellen, wo die Umstände dies erfordern, vorläufige Reinigungsanlagen anzulegen.

Zum Einbau gelangen Frischwasser-Kläranlagen Bauart „Oms" in transportabler Betonringausführung zur mechanischen Reinigung des Abwassers, und zwar Gruben von 1,5 m l. W. und 3,55 m Wassertiefe. Die Größe der Anlagen, die für die einzelnen Baustellen nötig werden, richtet sich nach der Größe des zugehörigen Entwässerungsgebietes. Die Größen und Einwohnerzahlen dieser Gebiete sind aus der nachstehenden Tabelle zu ersehen.

Anlage	Größe des zugehörigen Bebauungsgebietes ha	Zu erwartende Einwohnerzahl	Schmutzwassermengen in der Sekunde l
1. Albertsthal	44,5	6700	31,0
2. Schloßpark	8,0	1200	3,0
3. Gartenstraße	13,5	2000	5,5
4. Niedere Muldenbrücke . .	12,0	1800	5,0
5. Bahnhofstraße	8,5	1275	3,5

Für den Schloßpark sind vier transportable Klärgruben von 1,5 m Durchmesser vorgesehen. Bevor die Wässer in die Gruben eingeleitet werden, durchfließen sie einen Verteilungsschacht, der zugleich als Regenauslaß ausgebildet wird, um an Regentagen die überschüssigen Regenwässer unmittelbar nach der Vorflut abzuleiten.

In der Gartenstraße (s. Abb.) und in Albertsthal ist je eine Anlage geplant, die aus sechs Klärgruben besteht. Diese Anlage wird seitlich vom Hauptkanal eingebaut, auch hier ist je ein Regenüberfallschacht notwendig. Die überschüssigen Regenwässer fließen in dem Hauptkanal weiter, während die zu klärenden Abwässer der Kläranlage zufließen.

Die gleiche Anlage kommt vor die Muldenbrücke zu liegen; hier werden die Schmutzwässer von dem auf dem Leipziger Platz gelegenen Schacht durch einen besonders neu zu erbauenden Schmutzwasserkanal nach der Reinigungsanlage geführt und fließen nach ihrer Reinigung unterhalb des Wehres in die Mulde. Als Regenauslaß dient der vorhandene eiförmige Kanal von 1,6/1,0 m l. W., der in den Mühlgraben einmündet.

In der Bahnhofstraße werden vier Klärgruben von je 1,5 m Durchmesser eingebaut. Diese Gruben liegen ebenfalls wie in der Gartenstraße seitlich vom Hauptkanal, und die Ausführung ist die gleiche wie dort.

Der Durchflußquerschnitt der einzelnen Anlagen ist so groß bemessen, daß sich eine Absitzdauer zwischen 30 und 40 Minuten ergibt. Diese Arbeitszeit dürfte genügen, um die Abwässer mechanisch gut zu reinigen, da sich bekanntlich schon nach einer Absitzdauer von 20 Minuten 70 % der mechanisch ausscheidbaren Stoffe nach der Steuernagelschen Kurve absetzen.

Durch die einzubauenden Anlagen werden wesentlich bessere Vorflutverhältnisse geschaffen werden, und sie sind deshalb wohl geeignet, so lange die Aufgabe der Abwasserreinigung zu übernehmen, bis es die finanziellen Verhältnisse der Stadt gestatten, den Bau der Hauptkläranlage Nord vorzunehmen. Ein zu diesem Provisorium erlassenes Ortsgesetz gestattet den einzelnen Hausbesitzern, ihre Neubauten sofort an das Kanalnetz anzuschließen, wenn sie 60 % der Kosten einer Hauskläranlage, die der betreffende Bau benötigt, in den geschaffenen Kläranlagenbaustock der Stadt abführen. Hausbesitzer der alten Häuser, die im Gebiete des Provisoriums liegen, können bei 50 % Zahlung der Kosten wie vor ihren Anschluß an das Kanalnetz erzielen. Auf diese Weise wird bei der regen Bautätigkeit, die in Glauchau herrscht, erreicht, daß der Kläranlagenbaustock schnell anwächst und die Stadt die Zentralkläranlage schneller zur Ausführung bringen kann, als es sonst der Fall wäre. Ferner werden durch die Nichtausführung der Hauskläranlagen der Wirtschaft keine unnötigen Mittel entzogen. Die Hausbesitzer sparen auch durch diese Ausführung die Kontrollgebühren der Hauskläranlagen. Der ganze Betrieb wird mit einem Worte wesentlich vereinfacht.

Die Klärgruben haben am Ein- und Auslauf Tauchwände, die das Abwasser zwingen, unter der Wasseroberfläche, unter möglichst gleichmäßiger Verteilung auf den Klärraumquerschnitt, seinen Weg zu nehmen, und die ferner die Schwimmstoffe am Ausschwimmen hindern.

An der oberen und unteren Begrenzung des ringförmigen Absitzraumes befinden sich Schlitze von etwa 12 cm Breite. Die im Abwasser enthaltenen Sinkstoffe fallen durch die unteren Schlitze in den darunterliegenden Sinkschlammraum, während die Schwimmstoffe durch die oberen Schlitze in den Schwimmschlammraum entweichen. Durch diese Ausführung werden im Gegensatze zu älteren Bauarten nicht nur die Sink-, sondern auch die Schwimmstoffe, insbesondere Fette und die allerfeinsten Sedimente vollkommen selbsttätig in den Faulraum ausgeschieden, wodurch eine Infektion des Abwassers im Absitzraum vermindert wird. Auf diese Weise kommt das Abwasser in frischem, nicht ausgefaultem Zustande zum Abfluß.

Die Vorzüge der Anlagen beruhen also vor allem darin, daß völlig frisches, nicht angefaultes Wasser infolge der Ausscheidung sowohl der Sink- als auch der Schwimmstoffe zum Abfluß gelangt und eine weitgehende Schlammausfaulung erzielt wird. Die Gruben bedingen ferner billige Herstellungskosten und beanspruchen einen außerordentlich geringen Platz. Die Gruben arbeiten betriebssicher und geruchlos und erzielen eine besonders hohe Klärwirkung und einen sehr wasserarmen Schlamm.

Städten ohne Zentralkläranlage ist daher zu raten, gleichfalls den Weg des Provisoriums zu beschreiten, um auf diese Weise den Bau der Hauptkläranlage durch Einführung eines Ortsgesetzes mit Abgabe in den Kläranlagenstock schneller zu fördern und den Einbau von Hauskläranlagen aus volkswirtschaftlichen Gründen, wie bereits oben angedeutet, zu verhindern, da die Bedienung und Kontrolle vieler Hauskläranlagen viel mehr Zeit erfordert und infolgedessen viel eher Störungen eintreten können, als bei einer Anlage, wie sie hier beschrieben worden ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Talsperren bei Weiterswiese i. E. und bei Crimmitschau.

Von Ministerialrat **Sorger**, Dresden.

Im Freistaat Sachsen wird im Frühjahr 1926 der Bau von zwei Talsperren in Angriff genommen werden: der Talsperre bei Weiterswiese an der Wilzsch im Flußgebiete der Zwickauer Mulde und der Talsperre bei Crimmitschau am Koberbach im Flußgebiete der Pleiße.

1. Die Talsperre bei Weiterswiese ist ein Glied in einer Reihe von vier Talsperrenanlagen, die im oberen Sächsischen Erzgebirge schon seit längerer Zeit geplant sind. Die 1. Anlage, die Talsperre bei Muldenberg, die vornehmlich der Trinkwasserversorgung für Ortschaften des östlichen Vogtlandes und des westlichen Erzgebirges dient, ist im Herbst vorigen Jahres fertiggestellt worden.[1]) Zur Behebung der in diesem Landesteile herrschenden außerordentlich großen Erwerbslosigkeit, also zur Schaffung von Arbeit im produktiven Sinne, sind vom sächsischen Landtage die Mittel zum Bau der 2. Anlage, der Sperre bei Weiterswiese, bereitgestellt worden; gleichzeitig soll auch damit planmäßig die Wasserwirtschaft dieses Landesteils weiter in geordnete Bahnen gelenkt werden.

Die Ursache für die Planungen von Talsperren in diesem Flußgebiet waren die verheerenden Hochwasser der Jahre 1897 und 1899 und der katastrophale Wassermangel in den außergewöhnlich trockenen Jahren 1904, 1908 und 1911, in denen die Landwirtschaft, die Industrie und die Gemeinden des Erzgebirges z. T. schwer geschädigt worden sind, so daß immer dringender der Bau von Talsperren zur Abhilfe der Not von allen Interessenten gefordert wurde. Eine vollständige Beseitigung der Hochwassergefahr war für viele Ortschaften nur durch die Anlage von Talsperren möglich; denn durch Berichtigung der Flußbetten und durch Anlage von besonderen Hochflutrinnen konnte nur eine Verbesserung des Wasserabflusses und eine Verminderung der Hochwasserschäden erzielt werden. Die Talsperren sollen aber nicht nur schädliche Überschwemmungen verhüten, sie verfolgen auch noch den weiteren Zweck, eine sachgemäße Wasserwirtschaft dadurch in die Wege zu leiten, daß die aufgespeicherten schädlichen Hochwässer zu Zeiten des Wassermangels zur Erhöhung der Niedrigwässer dienen. — Auch die Abgabe von Trink- und Fabrikationswasser ist aus den geplanten Talsperren im Gebiete der Zwickauer Mulde mit vorgesehen. Das Erzgebirge leidet in Trockenzeiten außerordentlich unter Mangel an Quell- und Grundwasser; dieser Mangel ist zeitweilig so groß, daß einzelne Ortschaften ihr Trinkwasser mit Wasserwagen weit her fahren mußten, nur um die notwendigsten Bedürfnisse an Wasser befriedigen zu können; einzelne Fabrikbetriebe mußten mangels Fabrikationswassers ihre Werke oft für viele Monate schließen.

Der Zweck der Talsperrenplanungen ist also ein mannigfacher; nach ihrer Fertigstellung wird der Betrieb der Sperren sich nicht einfach gestalten, wenn die Sperren ihre vielseitigen Aufgaben erfüllen sollen.

Die Talsperre bei Weiterswiese liegt im Gebiete des grob- und mittelkörnigen Eibenstocker Granitmassivs. Die Böschungen des Tales an der Sperrstelle bestehen nach dem Gutachten der Geologischen Landesanstalt zu Leipzig aus mittelkörnigem Granit mit einer Verwitterungsdecke von Grus mit Granitfragmenten, die 1 bis 2 m Mächtigkeit besitzt, unter der der Granit noch bis zu einiger Tiefe durch Verwitterung mehr oder weniger gelockert ist. Die Talaue ist schmal, das Alluvium der Aue hat nur eine unbedeutende Mächtigkeit, geschlossener Granit steht nach den Schürfergebnissen in geringer Tiefe an. Vom geologischen Standpunkte aus ist das Querprofil der Sperrstelle ein günstiges, Überraschungen bei der Gründung der Sperrmauer werden aller Voraussicht nach nicht zu erwarten sein.

Die Talsohle an der Sperrstelle liegt auf Höhe 878 m über N. N. Die Sperrmauer wird als Bruchsteinmauer in Zementtraßkalkmörtel hergestellt werden. Da geeigneter Sand für die Mörtelbereitung in naher oder weiterer Entfernung von der Baustelle nicht zu haben ist, sind Versuche angeordnet worden, die die Brauchbarkeit von Quetschsand aus dem Granit ergründen sollen. Die technische und wirtschaftlich richtigste

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 1, S. 10; Heft 11, S. 123.

Mörtelmischung wurde im Versuchslaboratorium beim Bau der Muldenberger Talsperre mit festgelegt. Das Mischungsverhältnis des Mörtels für die Sperrmauer wird 0,6 R.-T. Zement, 1,9 R.-T. Traß, 0,75 R.-T. Kalkteig und 5 R.-T. Quetschsand betragen. — Die größte Höhe der Sperrmauer von der Gründungssohle bis zur Krone wird rd. 28 m sein; die Länge der Mauer in der Krone wird 200 m, die Grundrißform ist ein Kreisbogen von 120 m Halbmesser. Die statische Untersuchung des Sperrmauerquerschnitts ist nach den allgemein üblichen Annahmen unter Berücksichtigung des Unterdrucks durchgeführt worden. — Daneben sind zurzeit Erwägungen im Gange, die Sperrmauer nicht aus Bruchsteinmauerwerk, sondern in Gußbeton mit Fugen herzustellen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß diese Untersuchungen eine Verbilligung der Herstellung ergeben werden.

Das Staubecken erhält einen Fassungsraum von rd. 3 Mill. m^3 bei einem vornehmlich bewaldeten Einzugsgebiet von nur rd. 6 km^2; die vom Wasser bedeckte Fläche — es wird nur wenig fruchtbares Wiesen- und Hutungsland mit acht Gebirgshäuschen überstaut — hat eine Größe von rd. 55 ha. Die Abflußverhältnisse sind seit über 20 Jahren durch ein Wehr mit selbstschreibendem Pegel gemessen worden; danach beträgt die durchschnittliche jährliche Abflußmenge rd. 4,8 Mill. m^3, das sind 150 l/Sek. mittlerer jährlicher Abfluß. Von diesem sollen 70 l/Sek. nach entsprechender Reinigung als Trinkwasser abgeführt und 80 l/Sek. dem Wildbett zugeleitet werden. Die größte Hochwassermenge ist zu 12,1 m^3/Sek., der kleinste Abfluß zu 10 l/Sek. ermittelt worden. Als Hochwasserentlastung ist ein freier Überfall in Mauermitte, zur Abgabe des Trink- und Betriebswassers, und zur etwa nötig werdenden Entlastung der Sperre sind Rohrleitungen in einem besonderen Grundablaßstollen durch die Sperrmauer vorgesehen.

Die Baukosten der Sperrmauer einschließlich Grunderwerb, Wegeverlegungen und sonstiger Nebenanlagen sind nach dem Stande der Löhne und Preise für Baustoffe vom Anfang Februar 1926 zu rd. 2,8 Mill. R.-M. veranschlagt. Als Bauzeit sind drei Jahre vorgesehen; im Sommer 1926 — es kommen wegen der hohen Gebirgslage der Baustelle nur die Monate Mai bis September für den Baubetrieb in Frage — sollen die vorbereitenden Arbeiten (Steinbruchaufschluß) und die Erd- und Felsarbeiten für die Gründung der Sperrmauer, in dem Sommer der Jahre 1927 und 1928 die Maurerarbeiten der Sperrmauer durchgeführt werden.

2. Die Talsperre bei Crimmitschau am Koberbach soll dem Wassermangel abhelfen, der seit Jahrzehnten eine schwere Sorge der Stadt Crimmitschau und der dort hoch entwickelten Textilindustrie bildet. Die Industrie von Crimmitschau entnimmt den Hauptteil ihres Fabrikationswassers aus der Pleiße; bei Niedrigwasser ist aber dieses Pleißewasser so verschmutzt, daß es für Fabrikationszwecke ungeeignet ist. Die Industrie ist deshalb zur Aufrechterhaltung ihrer Betriebe gezwungen, ihr Wasser aus der Wasserleitung der Stadt Crimmitschau zu entnehmen. Diesen erhöhten Ansprüchen ist aber die Leitung nicht gewachsen, so daß sie Wasser in genügender Menge an die Industrie nicht abgeben kann. Die Behebung der Wassernot ist daher eine Lebensfrage für die Textilindustrie, die besonders gutes Wasser in reichlicher Menge benötigt.

Schon lange vor dem Kriege ist daher die Beschaffung einwandfreien Fabrikationswassers durch die Anlage von Talsperren im Pleißegebiet von der Industrie angeregt worden, nachdem auch eingehend die Frage — gemeinsam mit den zuständigen amtlichen Stellen — geprüft worden war, ob nicht auch durch Anzapfung des Grundwasserstromes sich wirtschaftlich und wasserwirtschaftlich eine Wasserbeschaffung rechtfertigen ließe; diese Frage war aber zu verneinen. Denn abgesehen davon, daß die genügende Wassermenge für die Dauer hierdurch nicht zu beschaffen ist, weil die Ergiebigkeit der Grundwasserströme abnimmt, während der Bedarf an Wasser im Laufe der Jahre mit der Industrie zu wachsen pflegt, bedürfen die Grundwasserströme dieses Landesteils im Interesse der Land- und Forstwirtschaft dringend der Schonung. Man muß die Grundwasserströme als ein kostbares Gut für das Gedeihen der Wälder, Wiesen und Felder schonen und sollte sie in Sachsen im allgemeinen nur dort zur Wasserversorgung heranziehen, wo sich aus wirtschaftlichen, volkswirtschaftlichen und technischen Gründen die Anlage von Sammelbecken zur Wasserversorgung nicht ermöglichen läßt. Dabei hat das Talsperrenwasser für die Industrie noch den großen Vorzug der geringen Härte, so daß es sich als Fabrikationswasser — insbesondere für die Crimmitschauer Textil- und Färberei-Industrie — vorzüglich eignen wird.

Früher waren in den Seitentälern der Pleiße im Lauter-, Königswalder- und Koberbach drei Sperren (Erddämme) mit insgesamt 2,5 Mill. m^3 Fassungsraum geplant. Eingehende Untersuchungen haben jedoch ergeben, daß es vom wirtschaftlichen Standpunkte aus richtiger ist, zunächst nur eine Talsperre im Koberbach mit einem vergrößerten Fassungsraum von rd. 2,6 Mill. m^3 Stauraum zu errichten. Bei späterem weiteren Bedarf an Wasser würde die Anlage der Becken im Königswalder- und Lauterbach zu erörtern sein.

Das größtenteils unbewaldete Niederschlagsgebiet des Koberbaches beträgt bis zur Sperrstelle rd. 22,4 km^2, es liegt zwischen den Höhen 374 und 259 m über N. N. Die Abflußmengen sind während zwölf Jahren durch einen selbstschreibenden Pegel — unmittelbar an der Sperrstelle gelegen — gemessen worden. Der mittlere Zufluß betrug in den Messungsjahren 115 l/Sek. oder 5,1 l/Sek. auf 1 km^2. Innerhalb der Beobachtungsjahre sind also im Mittel 3,6 Mill. m^3 abgeflossen. Die größte Hochwassermenge ist zu 25 m^3/Sek., der kleinste Abfluß zu 10 l/Sek. anzunehmen. Aus der Sperre soll der Industrie eine ständig gleichbleibende Wassermenge von 75 l/Sek. abgegeben werden, während dem Wildbett durchschnittlich nur 10 l/Sek. zugeführt werden sollen.

Nach einem Gutachten der Geologischen Landesanstalt in Leipzig liegen die Sperrstelle und das überstaute Gelände im Gebiete des oberen Rotliegenden, das in kleinstückigen Konglomeraten auftritt und in der Talsohle von alluvialem Flußkies, an dem rechten Talhang von diluvialem Gehängelehm überlagert ist. Festes, feinsandiges, wasserundurchlässiges Gestein wurde am linken, steil abfallenden Hang etwa 5 m unter der Oberfläche, in der Talsohle in 2,5 m und am rechten, flacheren Hang in 4 m Tiefe vorgefunden.

Als Abschlußdamm ist ein Erddamm von 18 m größter Höhe geplant. Geeignete Bodenmassen zur Schüttung des Dammes lassen sich ohne Schwierigkeiten in der Nähe des Staubeckens beschaffen. Der Damm ist in seiner größten Ausdehnung — senkrecht zur Talrichtung — 290 m lang, die Dammkrone ist 5 m breit. Der Erddamm soll unter Berücksichtigung der Erfahrungen anderer Länder bei der Ausführung solcher Bauten hergestellt werden. Er erhält einen stützenden Teil und eine Dichtungsschicht. Der stützende Teil wird nach Abräumung der Humusschicht auf den aufgerauhten Erdboden aufgeschüttet und mit Motorwalzen in dünnen Schichten abgewalzt. Die wasserseitig dem stützenden Teil vorgelagerte Dichtungsschicht aus lehmig-sandigen Massen erhält eine obere Stärke von 2,2 m und eine untere von 3,3 m und soll bis zu 2,5 m tief in das feste, dichte Gestein eingebunden werden. Als Schutz gegen Austrocknung erhält die Dichtungsschicht noch eine Schutzschicht von 2 m mittlerer Stärke aus lehmigen Massen. Gegen die Angriffe des Wassers wird sie mit einem Trockenpflaster von 25 cm auf 20 cm hoher Schotterunterlage versehen. Etwa auftretendes Sickerwasser wird in geeigneter Weise erfaßt und abgeleitet. Der Dammkörper erfährt in seiner Masse keinerlei Unterbrechungen. Das Wasser soll durch einen Stollen im linken Hang entnommen werden, der zugleich die rasche Entleerung des Staubeckens ermöglicht; ebenso wird der Hochwasserüberfall, dessen Krone 2 m unter der Krone des Sperrdammes liegt, im linken, felsigen Hang ausgesprengt werden.

Die gesamten Baukosten der Talsperre einschl. Landerwerb und Nebenanlagen und einschl. der rd. 7 km langen Wasserleitung von der Sperrstelle bis nach Crimmitschau betragen rd. 3,2 Mill. R.-M. Der Bau wird von einer Aktiengesellschaft durchgeführt werden, die zu diesem Zwecke von der Stadt Crimmitschau und der dortigen Industrie gegründet worden ist. Der sächsische Staat fördert dieses für die Volkswirtschaft und für die Wirtschaft so bedeutsame Unternehmen durch Gewährung eines Darlehns von insgesamt 1,8 Mill. R.-M.; ferner hat der Staat die Übernahme der Bauleitung durch seine Organe zugesagt. Auch das Reich hat — da der Bau zur Beschäftigung von Erwerbslosen sehr geeignet ist — in dankenswerter Weise ein beträchtliches Darlehn aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge der Aktiengesellschaft zur Verfügung gestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Hafenmund in Gelsenkirchen.

Das im Jahre 1913 von der Dortmunder Union hergestellte Eisenbauwerk ist bisher in technischen Zeitschriften nicht eingehend beschrieben worden. Dies soll im folgenden auf Grund von Unterlagen, die der Leiter der Brückenbauabteilung, Herr Direktor Metzler, freundlichst zur Verfügung gestellt hat, nachgeholt werden. Die Hauptträger der Brücke sind als Pfostenträger ausgeführt worden. Sie stellen wohl das bedeutendste Beispiel dieser Art der Trägerausfachung des deutschen Brückenbau s dar. Etwa gleichzeitig mit dieser Brücke wurden im Jahre 1913 in Berlin der Jungfern- und der Bellevuesteg gebaut, deren Hauptträger dieselbe Trägerart und -ausfachung zeigen. Den Entwurfsverfassern des Gelsenkirchener Entwurfs war dieses Bauvorhaben unbekannt. Die beiden Berliner Brücken sind im Zentralbl. d. Bauverw. 1915 beschrieben. Interessant ist ein Vergleich der dort gegebenen Lösung für die gleiche konstruktive Aufgabe mit der hier beschriebenen. Die Gelsenkirchener Brücke dient zur Überführung einer Straße über die Einfahrt des Rhein-Herne-Kanals in den städtischen Hafen, der damals eben entstanden war. Es wurde angestrebt, daß sie sich auch hinsichtlich ihrer äußeren Gestaltung würdig dem neuen Großschiffahrtweg und den an ihm geschaffenen und noch zu erwartenden Schöpfungen der Kommunen, Wirtschaftsverbände und der Industrie an die Seite stellen kann. Ihr Entstehen wurde durch den Vertreter der Stadt († Stadtbaurat Miether) tatkräftig gefördert, wobei er sich für die gewählte Trägerausfachung ein-

setzte, nachdem er deren Wirkung durch Vergleiche an Modellen mit anderen Trägerarten und Ausfachungsmöglichkeiten studiert hatte. Um die konstruktive Durchbildung des Entwurfs und um seine statische Begründung hat sich Herr Oberingenieur Erhardt Zöllner der Dortmunder Union verdient gemacht.

Der Art nach sind die Hauptträger Sichelbogen mit Zugband ($l = 55{,}2$ m). Ihre Gliederung und die Hauptmaße sind in Abb. 2 angegeben. Die Gurtungen sind stetig nach Kreisen gekrümmt. Die Anfangsfelder des Bogenträgers sind — mit Rücksicht auf die hier vorhandene geringe Trägerhöhe — vollwandig ausgeführt.

Aus Abb. 3 ersieht man, daß der Hauptträgerabstand 9 m beträgt und daß zu beiden Seiten 3,3 m breite Konsol n auskragen. Die Fahrbahntafel besteht aus 8 mm starken Buckelblechen. Die Fahrbahndecke (6,0 m breit) ist aus Holzpflaster auf Kiesbeton hergestellt, daneben befindet sich innerhalb der Hauptträger noch ein Bürgersteig, der bei wachsendem Verkehr umgebaut und ebenfalls für den Wagenverkehr herangezogen werden kann. Von den Querträgerkonsolen trägt das nach dem Hafen zu gelegene einen Fußweg (Decke Gußasphalt auf Beton zwischen Belageisen), das auf der Seite des Rhein-Herne-Kanals dient als Unterstützung des Leinpfades für den Treidelverkehr. Die Zugbänder der Hauptträger sind unter den Querträgern beweglich so aufgehängt, daß sie durch die Formänderung der Fahrbahn nicht beeinträchtigt werden.

Die Fahrbahntafel ist als unterer wagerechter Verband der Brücke aufzufassen; seine Gurtungen werden von den oberen Gurtwinkeln der Fahrbahnrandträger gebildet. Ein oberer Windverband ist nicht vorhanden. Zur Queraussteifung dienen neben den biegungsfest ausgebildeten Hängestangen Portale in den Querschnitts-Ebenen 8—VIII und 8′—VIII′.

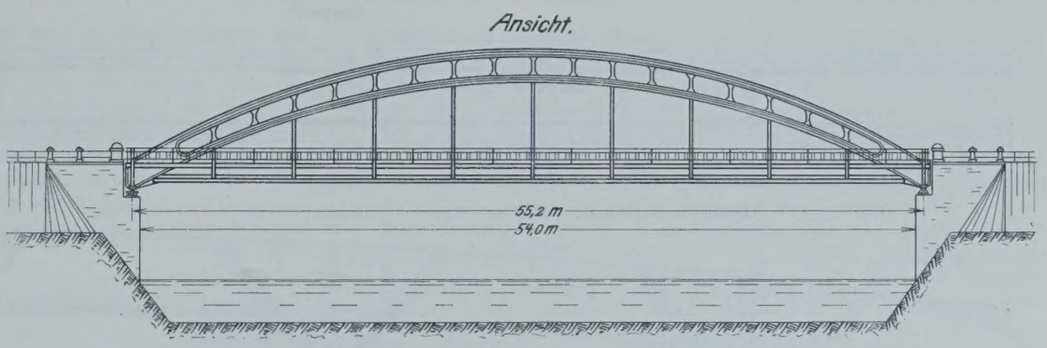


Abb. 1.

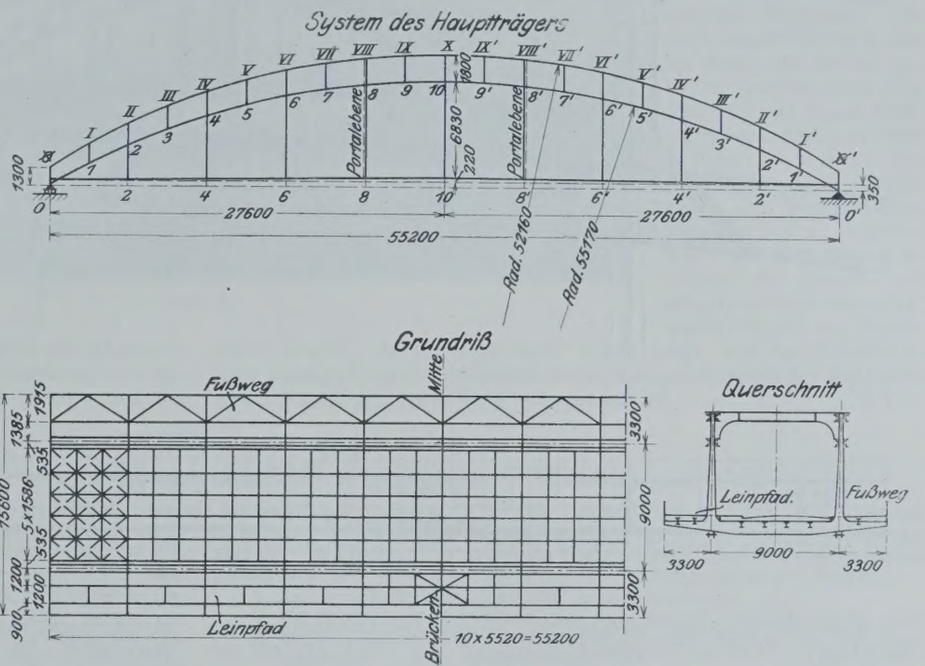


Abb. 2.

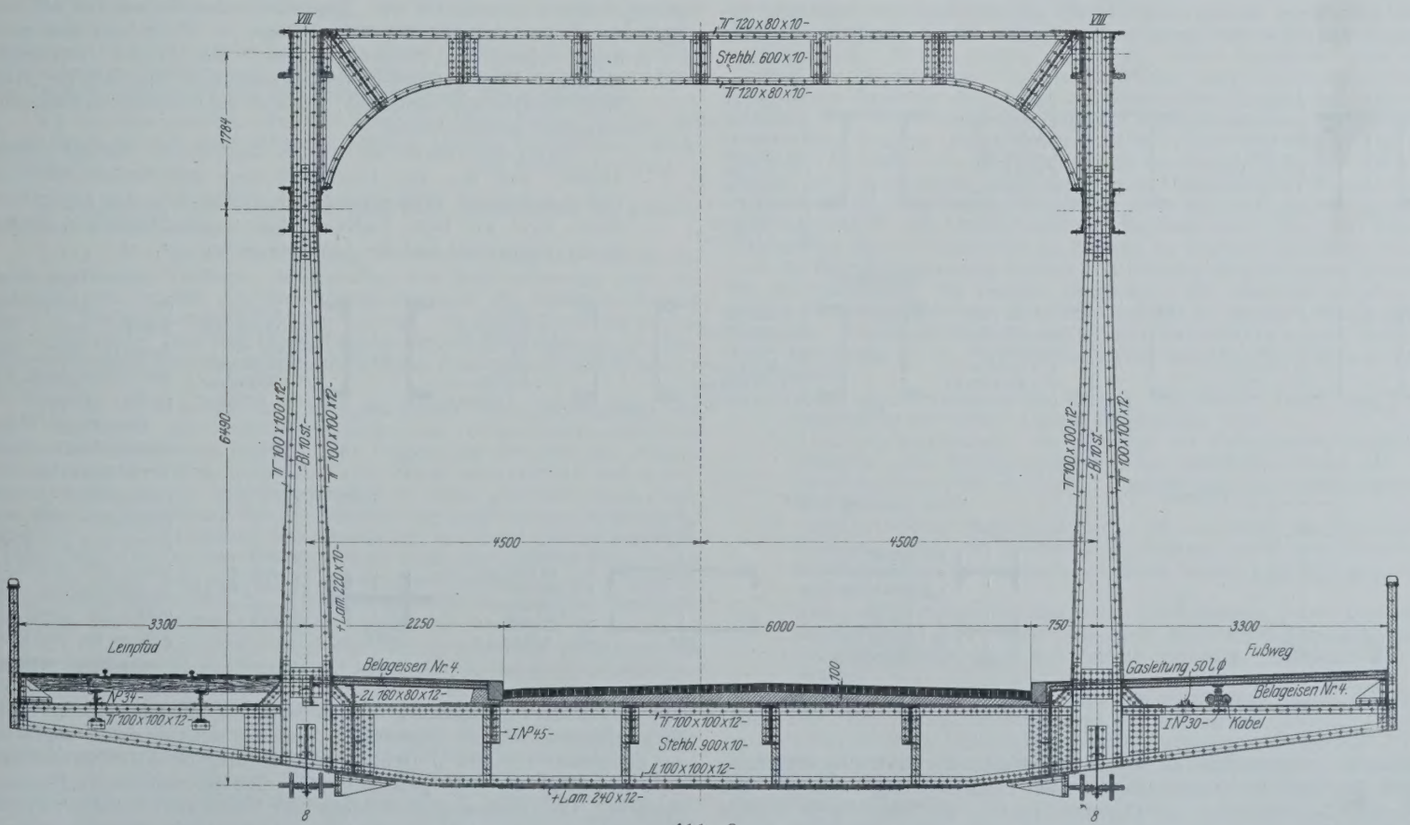


Abb. 3.

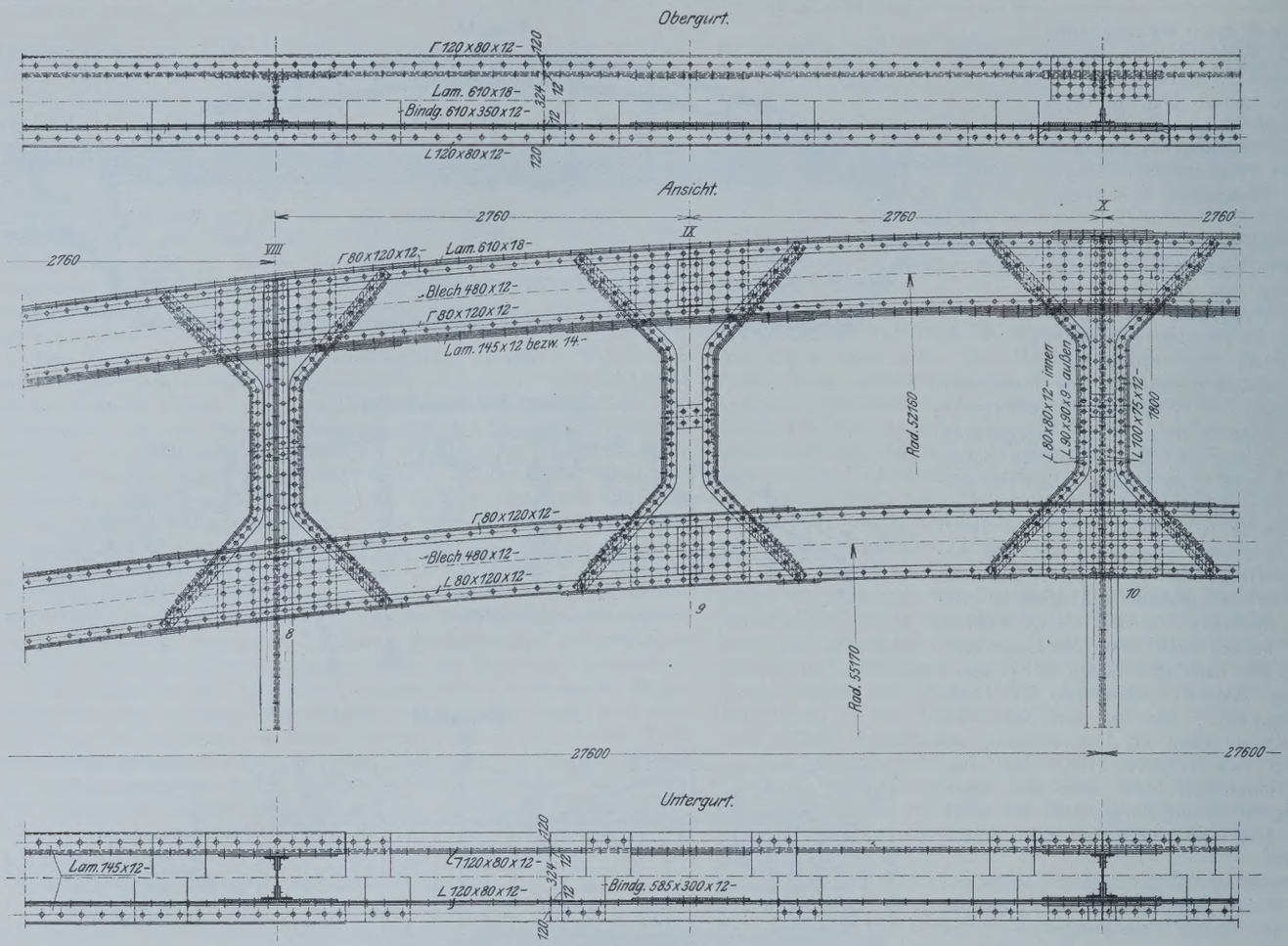


Abb. 4.

Besondere Beachtung verdient die konstruktive Durchbildung der Hauptträger. Von der Erwägung ausgehend, daß ebensosehr für den ungestörten Durchgang der Normalspannungen in den Gurtstäben, wie für die einwandfreie Überführung der Eckmomente von den Pfosten in die Gurte Sorge zu tragen ist, wurde von der üblichen Anordnung abgesehen, bei der die Gurtungen der Pfosten in die der Gurtstäbe übergehen, d. h. bei der die die innere Begrenzung des Gurtstabes bildenden Gurtwinkel an den Knotenpunkten eine Unterbrechung erfahren. Der zweiwandige Querschnitt der Gurtstäbe geht — wie Abb. 4 zeigt — ohne Unterbrechung durch; die Pfosten werden in den Ober- und Untergurt hineingesteckt und hier an die Stege der Gurtstäbe biegungssicher angeschlossen. Der Pfostensteg dient gleichzeitig als Lasche für die Gurtstegbleche. Diese sind an jedem Knotenpunkte gestoßen, damit der Materialverschnitt, bedingt durch die Krümmung der Gurtstäbe, sehr gering wird. Um auch bei den Stegblechen der Pfosten den Materialverlust trotz der voutenförmigen Anschlüsse zu vermindern, sind sie in halber Höhe der Pfosten gestoßen. Die in die Hauptträgergurtungen hineingeführten Pfostenwinkel sind innerhalb der Gurte durch Bindebleche verbunden, wodurch auf besondere Querschotten verzichtet werden konnte.

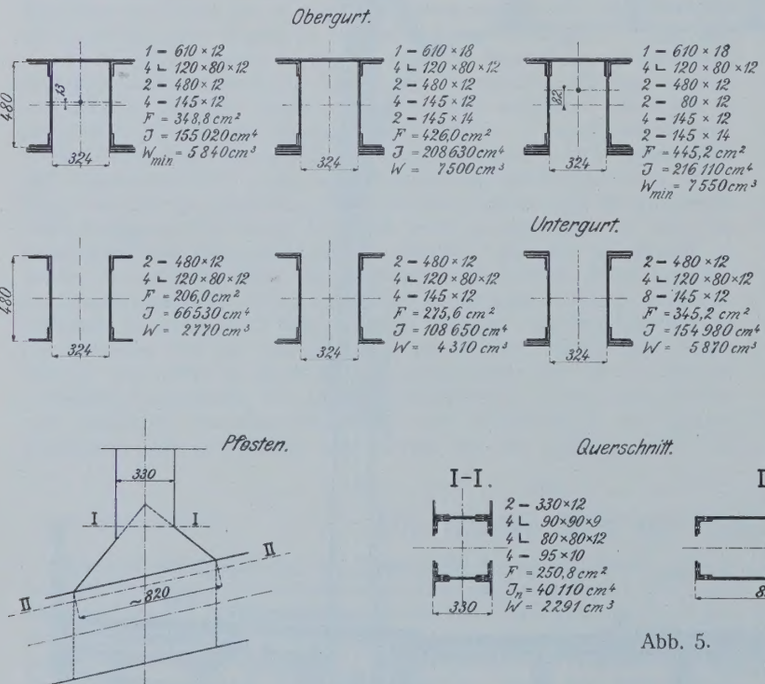


Abb. 5.

Die in der Tabelle der Abb. 5 dargestellten Stabquerschnitte zeigen, daß bei den Gurtungen den auftretenden Biegungsbeanspruchungen entsprechend der größte Teil der Querschnittfläche nicht wie beim Fachwerkträger in die Stegbleche, sondern in die Gurtwinkel und die Lamellen verlegt ist.

Die Berechnung der Hauptträger wurde nach dem Aufsatz über Rahmenträger von Engeßer (Zeitschr. für Bauwesen 1913) durchgeführt, einem Verfahren, bei dem stufenweise vorgegangen wird, wodurch sich ein klarer und übersichtlicher Rechnungsgang ergibt. Es zeigt sich, daß es für die Querschnittbemessung hinreichend ist, nur den Einfluß der Formänderung der Gurte, unter Annahme starrer Pfosten, zu untersuchen. Für die Querschnittbemessung der Gurte sind (abgesehen von den Stäben U 9 und U 10) in erster Linie maßgebend die Normalkräfte, nicht so sehr die durch die größten Pfostenkräfte hervorgerufenen Biegungsmomente. Die Gurtspannungen infolge der Normalkraft betragen zwischen 0,65 und 0,90 t/cm², infolge der gleichzeitig auftretenden Biegungsmomente

nur zwischen 0,42 bis 0,16 t/cm². Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß zu den letztgenannten Beanspruchungen das Biegungsmoment infolge der stetigen Krümmung der Gurtungsachsen rd. 0,06 t/cm² beiträgt. Die von der Verbiegung der Pfosten herrührenden Stabspannungen, die Engeßerschen „Zuschlagwerte", betragen nur 0,025 bis 0,005 t/cm². Für das mittelste Feld sind auch die durch die Achsdehnungen der Stäbe hervorgerufenen Spannungen, die „Nebenspannungen", bestimmt worden. Sie erzeugen im Obergurt eine Zusatzspannung von 0,13 t/cm², im Untergurt eine solche von 0,11 t/cm². Die größte Gurtspannung erreicht demnach den Wert von 1,24 t/cm².

Bei den Pfosten ist die mit Rücksicht auf das Aussehen gewählte Einschnürung der Stegbreite im mittleren Teil (siehe Querschnitt I—I der Abb. 5) nicht günstig, da die im Verhältnis zu der aufzunehmenden Querkraft sehr geringe Stegbreite (330 mm) eine sehr enge Nietteilung bedingt. Vom rein konstruktiven Gesichtspunkt aus wäre ein Durchführen des Pfostensteges in der ganzen Breite, wie er im Querschnitt II—II der Abb. 5 vorhanden ist, vorzuziehen gewesen.

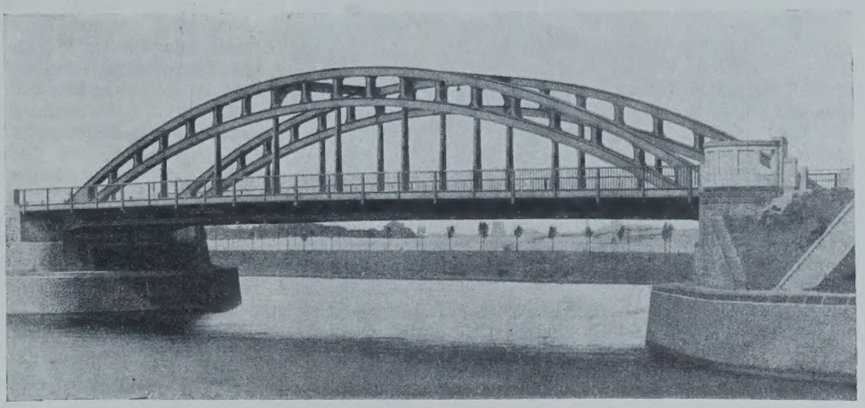


Abb. 6.

Die Nachprüfung der Rechnungsergebnisse auf Grund der tatsächlich ausgeführten Querschnitte, gegenüber der bei der Aufstellung der Berechnung angenommenen Querschnittsverhältnisse hat gezeigt, daß die Bogengurtungen wenig empfindlich gegen Ungenauigkeiten in den Berechnungsgrundlagen sind. Von erheblichem Einfluß sind diese aber bei den Pfosten. Die Nachprüfung führte z. B. zu einer nachträglichen Verstärkung der Pfosten 9—IX, die aus Abb. 4 zu ersehen ist.

Die größte Durchbiegung des Trägers infolge der ständigen Last ist zu 2,59 cm, infolge der Nutzlast zu 1,81 cm berechnet worden. Bei einer Probebelastung vor der Verkehrsübergabe wurde eine gute Übereinstimmung zwischen dem berechneten und gemessenen Wert festgestellt.

Das Gesamtgewicht der Flußeisenkonstruktion der Brücke beträgt 331,8 t. Dabei ist zu beachten, daß die Endquerträger mit Rücksicht auf di zu erwartenden Senkungen der Widerlager — die Brücke liegt im Gebiet stärksten Bergbaues — so stark ausgebildet sind, daß an ihnen die Brücke gehoben werden kann. Ein Vergleich mit einem Fachwerkbogen ergab, daß beide Systeme ungefähr den gleichen Materialbedarf haben. Die Werkstatt- und Montagearbeiten boten keine besonderen Schwierigkeiten. Im ganzen darf ausgesprochen werden, daß, soweit es sich um Bogenträger handelt, die Gelsenkirchener Brücke zeigt, daß das Pfostenfachwerk konstruktiv und wirtschaftlich als wettbewerbsfähig mit der diagonalen und vollwandigen Ausfachung anzusprechen ist. M.-L.

Vermischtes.

Der Reichs-Wasserstraßenbeirat ist von seinem Vorsitzenden, dem Reichsverkehrsminister Dr. Krohne, auf Dienstag, den **13.** April d. J., nach Berlin einberufen worden. Auf der Tagesordnung stehen u. a. ein Bericht über die Tätigkeit der Reichswasserstraßenverwaltung vom 1. April 1921 bis 31. März 1925, die einmaligen und außerordentlichen Ausgaben der Reichswasserstraßenverwaltung für das Haushaltsjahr 1926, ferner ein Bericht über den Stand der Verhandlungen wegen des Aufbaues der Reichswasserstraßenverwaltung sowie der Entwurf eines Güterverzeichnisses für die Schiffahrt-Abgaben-Tarife.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Vizepräsidenten und Abteilungsdirigenten der Akademie des Bauwesens Baurat Gustav de Grahl in Berlin-Zehlendorf in Anerkennung seiner Verdienste um die Vervollkommnung des Pilgerschrittkalibers und die Entwicklung der Wärmewirtschaft.

Wir sprechen unserem verehrten Mitarbeiter Herrn Baurat Dr.-Ing. ehr. G. de Grahl zu der wohlverdienten Ehrung unseren herzlichsten Glückwunsch aus. Die Schriftleitung.

Reichsgesetz vom 1. Februar 1926 über Änderungen im patentrechtlichen Verfahren:

Art. I. Wird gegen die Erteilung des Patents Einspruch erhoben, so geht das weitere Verfahren, insbesondere die Beschlußfassung über die Erteilung des Patents, von der Prüfungsstelle auf die Anmeldeabteilung über. — Die Reichsregierung wird ermächtigt, mit Zustimmung des Reichsrats Vorschriften über den Geschäftsgang der Anmeldeabteilung im Einspruchsverfahren zu erlassen (ist mit Wirkung vom 1. April 1926 ab bereits geschehen).

Art. II. In dem Patentamt wird ein Großer Senat gebildet, der aus dem Präsidenten oder seinem Vertreter, drei rechtskundigen und drei technischen Mitgliedern besteht. Für Fragen, die lediglich das Warenzeichenwesen betreffen, kann der Große Senat ausschließlich aus rechtskundigen Mitgliedern bestehen. — Will in einer grundsätzlichen Frage eine Beschwerdeabteilung von der Entscheidung einer anderen Beschwerdeabteilung oder des Großen Senats abweichen, so ist die Entscheidung des Großen Senats einzuholen. Sie ist bindend in der Sache, die zu entscheiden ist. — Die Reichsregierung wird ermächtigt, mit Zustimmung des Reichsrats weitere Vorschriften über die Bildung, das Verfahren und den Geschäftsgang des Großen Senats zu erlassen (desgl. wie zu Art. I).

Art. III. Erachtet die Prüfungsstelle oder die Abteilung, deren Beschluß angefochten wird, die Beschwerde für begründet, so hat sie ihr abzuhelfen. Andernfalls ist die Beschwerde vor Ablauf von zwei Wochen ohne sachliche Stellungnahme der Beschwerdeabteilung vorzulegen.

Steht dem Beschwerdeführer ein anderer am Verfahren Beteiligter gegenüber, so findet die Vorschrift im Abs. 1 keine Anwendung.

Art. IV. Dieses Gesetz tritt am 1. April 1926 in Kraft. — Patentanmeldungen, deren Veröffentlichung vor dem 1. April 1926 erfolgt ist, werden im Einspruchsverfahren nach den bisher geltenden Vorschriften durch die Prüfungsstelle weiterbehandelt.

Straßenbautagung in Leipzig vom 3. bis 5. März 1926. (Schluß aus Heft 14.) Über den Asphalt sprach dann Prof. Dr.-Ing. Neumann von der Technischen Hochschule in Stuttgart als Obmann des Ausschusses „Asphaltstraßen" der Studiengesellschaft. Er behandelte drei Fragen:

1. den gegenwärtigen Stand der Asphaltforschung,
2. die Ergebnisse der Arbeit des Ausschusses „Asphaltstraßen" und
3. die Aussichten, die die Verwendung von Asphalt für die Verbesserung unserer Straßen bietet.

Zum ersten Punkte brachte der Vortragende nochmals die vorläufigen Grundsätze für die Herstellung von Asphaltstraßen, die von der Zentrale für Asphalt- und Teerforschung der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte schon vor dem Kriege aufgestellt worden sind, in Erinnerung. Ferner machte er auf die neuen Ergebnisse über den Einfluß von Beimischungen von Aufbruch zum Stampfasphalt aufmerksam, der infolge Zunahme der Menge an Unlöslichem, Verlust an löslichem Bitumen und Vermehrung des Ton- und Sandgehaltes den Stampfasphalt unbrauchbar machen kann; ferner äußerte er sich über den Einfluß des Darrens. Er betonte die Wirtschaftlichkeit des Gußasphaltes in 1 bis 2 cm Stärke auf Schotterdecke aufgebracht, eine Decke, die bei Verkehr wirtschaftlicher als Oberflächenteerung sein wird und sich besser herstellen und unterhalten läßt. Der Ausschuß „Asphaltstraßen" hat die weitere Bearbeitung dieser Vorschriften der Zentrale für Asphalt- und Teerforschung und die Begriffsbestimmung Asphalt und Bitumen dem deutschen Verband für Materialprüfung der Technik überlassen; der Ausschuß ist aber in beiden Verbänden vertreten. Der Ausschuß hat es als seine Hauptaufgabe betrachtet, die Begriffe für Asphaltkunstdecken festzulegen, und sich unter Anlehnung an die drei amerikanischen Bezeichnungen für vier Arten entschieden:

1. Asphaltmacadam, eine trocken eingewalzte Lage von Steinschotter, in die heißer Asphalt eingegossen wird,
2. Steinschlagasphalt, ein Gemenge von Feinschotter, Steinsplitt, Steingrus und Steinquetschsand oder natürlichem Sand, der im Mischverfahren heiß mit Asphalt umhüllt und dann warm eingebaut und gewalzt wird,
3. Asphaltbeton (Asphaltconcrete), ein Gemenge von Steinsplitt, Steingrus, Sand und Steinmehl als Füllstoff, nach dem Hohlraummindestmaß zusammengesetzt, heiß mit Asphalt gemischt, eingebaut und abgewalzt,
4. Sandasphalt, ein Gemenge von Quarzsand bis 2 mm Korngröße mit Steinmehl als Füllstoff nach einem Mindestmaß von Hohlräumen zusammengesetzt, heiß mit Asphalt gemischt, eingebaut und abgewalzt.

Mit diesen vier Bezeichnungen sind die Ausführungsformen eindeutig festgelegt. Die Technik beruht nun in der Vereinigung dieser vier Arten, je nach den örtlichen Verhältnissen und Anforderungen der Straßen. Der Vortragende richtete die Mahnung an die Unternehmungen, soweit sie ihre Ausführungen besonders benannt haben, sie durch Hinzufügen dieser Bezeichnungen kenntlich zu machen, damit die Abnehmer wissen, was ihnen angeboten wird. Die vom Ausschuß für diese vier Bauweisen bearbeiteten Merkblätter werden in Kürze herausgegeben werden können.

Der Vortragende berichtete dann über seine Erfahrungen über den Asphaltstraßenbau auf Grund seiner Studien in den Vereinigten Staaten im Frühjahr 1925 unter Vorführung von Lichtbildern. An Hand einer Statistik wies er nach,[1]) daß der Umfang der mit Kies und Lehm befestigten Straßen selbst in den industriell eingestellten Staaten noch ein erheblicher ist, während nächst den Betondecken, die in den letzten Jahren stark in Aufnahme gekommen sind, die Asphaltdecken bevorzugt werden. Teerstraßen werden in den Statistiken nicht nachgewiesen. Man findet aber im Osten der Staaten viele Kies-, Lehm- und Macadamwege, die Oberflächenteerung erhalten (Tarvia). Die Städte verwenden in erster Linie Sandasphalt, weil er am besten den starken Verkehr aufnehmen kann und Aufbruch und Wiederherstellung bei Leitungsverlegungen sich leicht vornehmen lassen. Vorschläge für die Verwendung des Asphaltes im Straßenbau in Deutschland und Lichtbilder von der Asphaltstrecke der Versuchsstraße in Braunschweig bildeten den Schluß des Vortrages. Daran schloß sich ein Film über Asphalt- und Betonstraßenausführungen, die der Vortragende auf seiner letzten Studienreise aufgenommen hatte.

Über Straßenbau im Rahmen der Landesplanung sprach dann Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Mackowsky. Er wies nach, daß trotz der Leistungsfähigkeit unserer Eisenbahnen ein Teil der hochwertigen Güter auf die Landstraße übergehen wird. Ebenso wie auch die Personenbeförderung im Nahverkehr, die für die Eisenbahn keinen Ertrag bringt, besser im Kraftwagen geschieht. Den Anforderungen, die daraus erwachsen, muß das Straßennetz in Linienführung und Anlage angepaßt und die Gegensätze zwischen Siedlung und Verkehr müssen durch Überordnung im Sinn der Landesplanung ausgeglichen werden. Als Beispiele für die Aufgabe der Landesplanung führte er den Ruhrkohlensiedlungsverband und die Kreishauptmannschaften Leipzig und Chemnitz an. Einzelbeispiele im Lichtbild zeigten die Engpässe, die selbst alte Staatsstraßen heute noch aufweisen, die nunmehr durch Umgehungsstraßen beseitigt werden müssen. Daran schlossen sich Straßenquerschnitte mit mehreren Fahrdämmen, die auf den großen Durchgangstraßen, wenigstens in der Stadtnähe angewendet werden müssen. Der Vortrag gab damit einen vollständigen Überblick über die gesetzlichen und technischen Maßnahmen, die der Kraftwagenverkehr an die Planung künftig stellt.

Hatten die Vorträge die Beziehungen des Straßenbaues zur Wirtschaft, Verkehr und Technik in eingehender Weise dargestellt und ein Bild davon gegeben, welche Aufgaben daraus erwachsen und beschleunigt zu lösen sind, so gab die Besichtigungsfahrt am dritten Tage einen Überblick über die Vielseitigkeit der Bauweisen, mit denen man versucht, die Straßendecke zu verbessern. Besichtigt wurden Straßen in der Stadt Leipzig und sächsische Staatsstraßen, die als Ausfallstraßen sehr starken Verkehr haben. Auch die mit 15 verschiedenen Befestigungsarten versehene Provinzialstraße Leipzig—Merseburg wurde befahren, einzelne Stellen auch besichtigt. Außer den erprobten Verfahren, wie Kleinpflaster, Steinschlag- und Sandasphalt, Topeka, Oberflächen- und Innenteerungen, Solidititbeton, wurden auch eine Anzahl neuerer Verfahren vorgeführt, z. B. Asphalt und Teeremulsionen, aber auch Spritzbeton, über die Erfahrungen von ausreichender Dauer sowohl bezüglich ihrer Bewährung als auch ihrer Wirtschaftlichkeit noch nicht vorliegen. Sosehr man allen am Werk tätigen Erfindern zum Vorteil des deutschen Straßenbaues einen vollen Erfolg wünschen möchte, ist Zurückhaltung in der Beurteilung heute noch geboten. Auf späteren Tagungen bietet sich vielleicht Gelegenheit, die Brauchbarkeit der einzelnen Bauweisen festzustellen. Auf jeden Fall ist es sehr dankenswert gewesen, daß die Verwaltungen es so eingerichtet haben, daß man diese Bauweisen kennen lernen konnte, und daß die Unternehmer trotz der Ungunst der Jahreszeit keine Bedenken getragen haben, ihre Verfahren vorzuführen. Berücksichtigt man noch, daß die Baumesse Gelegenheit bot, sich noch weiterhin über Straßenbefestigungen und die dazu notwendigen Maschinen zu unterrichten, so muß man die Tagung als eine Veranstaltung bezeichnen, die auf ernste Arbeit und strenge Sachlichkeit eingestellt war und daher einen reichen Erfolg aufweisen wird. Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

[1]) Es wird an dieser Stelle auf die im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene Schrift des Verfassers: „Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des amerikanischen Straßenwesens“ (Preis 3,90 R.-M.) hingewiesen.

29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.
(Schluß aus Heft 14.) Nachdem am dritten Versammlungstage zunächst Prof. Otto Graf-Stuttgart

Über die Kornzusammensetzung des Betons

gesprochen hatte[9]), berichtete Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa., über

Neuere Ausführungen von Fördertürmen und Fördergerüsten in Eisenbeton und ihre Berechnung.

Obschon bereits 1910 durch die Firma Brandt auch in Deutschland der erste Förderturm aus Eisenbeton gebaut worden ist, gelang es diesem Baustoff doch erst im letzten Jahrzehnt, das bisher hauptsächlich verwendete Eisen auch auf diesem Gebiet zu verdrängen. Neuerdings bauen vor allem Franzosen und Belgier bemerkenswerte Eisenbetonfördertürme für unser Geld.[10]) Des weiteren unterschied der Vortragende die Voraussetzungen für Berechnung und Ausführung der Türme mit oben im Turm und derjenigen mit daneben im Gelände befindlicher Aufzugmaschine. An Hand von Lichtbildern stellte er eine Reihe deutscher und fremder Bauten gegenüber und konnte — wie es auch Dr.-Ing. Hüser in seinem Schlußwort tat — feststellen, daß wir es jedenfalls besser verstanden haben, eine solcher Industriebauten würdige äußere Form zu finden, als das den sich vielfach in architektonische Spielereien verlierenden Franzosen gelungen ist.

Bei dem Vortrag über

Die Bauwerke der Münchener Abwasseranlagen

gab Direktor H. Keppner der „Mittleren Isar A.-G.“, München, die Gründe an, aus denen sich das Großwasserkraft-Unternehmen „Mittlere Isar A.-G.“ und die Stadtgemeinde München die Lösung der seit längerer Zeit schwebenden Münchener Abwasserfrage gemeinsam durchzuführen entschlossen. Auf gemeinsame Kosten wurden die zur Zusammenfassung und Ableitung der Abwässer notwendigen Sammelkanäle und die mechanische Kläranlage mit Ablauf zur Isar ausgeführt, während die „Mittlere Isar A.-G.“ allein die Anlagen zur Weiterleitung der geklärten Abwässer nach dem Hauptpumpwerk errichtete, das die Abwässer 10 m hoch hebt, um sie beim ersten Ausbau der Gesamtanlage in den Werkkanal einleiten zu können.

Als wichtigste Bauwerke kommen in Frage: Sandfang- und Rechenanlage, Kläranlage, Ausgleichbecken links und rechts der Isar, Isardücker mit Eisenbetonbrücke, Hauptpumpwerk, Druckrohrleitung und die Druckrohrbrücke über den Werkkanal.

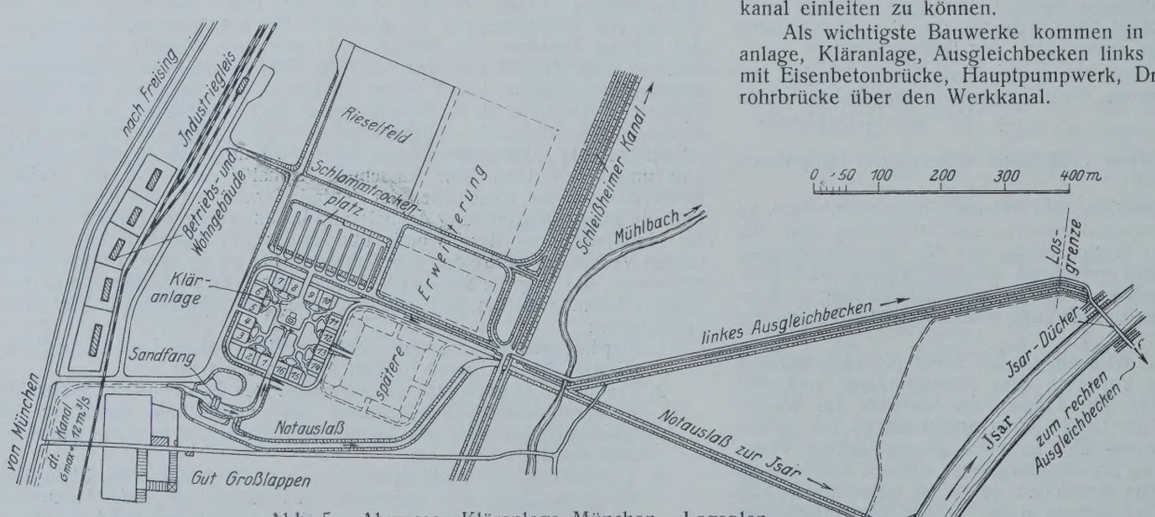


Abb. 5. Abwasser-Kläranlage München. Lageplan.

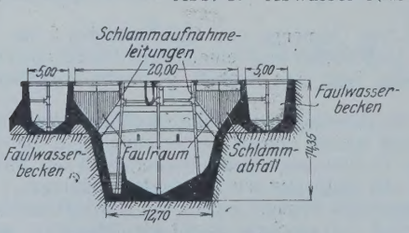


Abb. 6. Schnitt durch ein Klärbecken (System Dyckerhoff & Widmann).

Das umfangreichste Bauwerk der Münchener Abwasseranlagen ist die Kläranlage bei Großlappen, die auf Grund eines generellen Entwurfs der „Mittlere Isar A.-G.“ im engeren Wettbewerb der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Nürnberg, die dabei ihr Kläranlagepatent verwendete, zur Ausführung übertragen wurde. Die Anlage ist eine moderne Frischwasserkläranlage mit 300 000 m³ Zufluß und damit wohl die größte ihrer Art in Europa. Es sollen mindestens 69 % aller nicht bereits durch Sandfang und Rechen ausgeschiedenen absitzbaren Stoffe entfernt werden. Versuchsweise wurde in eines der 16 Klärbecken ein Gasabfanggewölbe zur Gewinnung hochwertigen Methangases eingebaut. Das Gas hat den sehr hohen Methangehalt von 84 % und einen Heizwert von 7000 kcal.

[9]) Einen ausführlichen Bericht hierüber enthält „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 7.

[10]) Vergl. u. a. „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 1 und „Zeitschriftenschau f. d. gesamte Bauingenieurwesen“ Förderbetrieb Vf 11 und Hochbauten Vh 14, 16, 17, 18.

Die Bauwerke des ersten Ausbaues sind im Herbst 1925 — die ersten Becken bereits im Juni — dem Betrieb übergeben worden und haben sich nach den bisherigen Betriebsergebnissen bewährt.

Mit dem zweiten Ausbau ist vor einiger Zeit begonnen: Er umfaßt ein 230 ha große Fischteichanlage, in der die vorgeklärten Abwässer, die doch sehr viele Nährstoffe (rd. 80 %) enthalten, einwandfrei biologisch nachgereinigt und zur Erzeugung von Fisch- und Entenfleisch ausgenutzt werden. Das aus den Fischteichen ablaufende Wasser ist so weit gereinigt, daß es die Beschaffenheit von Bachwasser hat und dann unbedenklich mit dem Werkkanalwasser zusammen der ersten Kraftstufe des Wasserkraftunternehmens zugeleitet werden kann. Das vorher 10 m hoch gehobene Abwasser durchfällt sämtliche vier Kraftstufen mit zusammen 84 m Gefälle, so daß sich bei Berücksichtigung sämtlicher Betriebsverluste noch ein beträchtlicher Überschuß von jährlich etwa 3 000 000 kWh ergibt.

Als weitere Erträge der Münchener Beseitigungs- und Verwertungsanlagen kommen in Frage zunächst der Ertrag der 130 ha landwirtschaftlich genutzten Flächen, die mit dem in den 16 Klärbecken anfallenden Faulschlamm jährlich gedüngt werden können. Diese Fläche kann bei Herstellung von sogen. Mengedünger, das ist ein Gemisch von Faul- oder Frischschlamm mit dem im Münchener Hausmüll enthaltenen Feinmüll, auf 330 ha vergrößert werden. Dazu kommen der Ertrag der Abwasserfischteiche mit 2330 Ztr. Fischfleischzuwachs und der Ertrag der Entenzucht mit über 1000 Ztr. Entenfleischzuwachs, ferner die Erträge der Berieselungs- und Beregnungsanlage, die düngendes Klärwasser nach Bedarf erhalten, und die Erträge aus der Gaserzeugung. Nach den Erfahrungen an ausgeführten Kläranlagen würde mit der erzeugten Gasmenge eine mittlere Stadt von 30 000 bis 60 000 Einwohnern ständig versorgt werden können. Auf diese Weise ist es gelungen, die Aufwendungen für die umfangreichen Bauanlagen möglichst produktiv zu gestalten.

An den folgenden Vortrag von Direktor K. Bechtel, Karlsruhe, der Dyckerhoff & Widmann A.-G.:

Über den Bau der Talsperre Vöhrenbach (Baden) in aufgelöster Bauweise[11])

schloß sich eine recht lebhafte Aussprache über die Vor- und Nachteile der aufgelösten Sperrmauern einerseits und der Massivstaumauern anderseits, an der sich in erster Linie Prof. Mattern und Prof. Ludin beteiligten.

Weiterhin berichtete Dr.-Ing. Enzweiler:

Über das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig,

das die Zuführung des Wassers vom Sammelbecken zum Krafthause auf eine Länge von 820 m vermittelt, einen lichten Durchmesser von 3,60 m, eine Wandstärke von 35 cm hat und einen größten Wasserdruck von 2,5 at auszuhalten hat. Das Eisenbetondruckrohr, eine der größten Ausführungen dieser Art in Deutschland, besteht aus einzelnen Rohrstücken von 15 m Länge, die durch Dehnungsfugen voneinander getrennt sind. Die Dichtung der letzteren geschieht innen durch Kupferblech mit untergelegter Asphaltpappe; außen sind sie durch 60 cm breite Eisenbetonmuffen überdeckt. Als Auflager dient eine besondere Betonschale, auf die eine Lage Asphaltpappe aufgeklebt wird, so daß ein Gleiten des Rohres bei Temperaturschwankungen möglich ist. An der höchsten Stelle der Leitung ist zum Ausgleich der Turbinenstöße ein Wasserschloß eingebaut. Es hat 12 m Innendurchmesser und 14 m Höhe, besteht ebenfalls aus Eisenbeton und ist gleichzeitig als Aussichtsturm eingerichtet. Die Absperrung der Rohrleitung findet am Einlauf, wo auch die Grob- und Feinrechenanlage aufgestellt ist, durch eine besondere Schütztafel statt. In den sechs Monaten seiner bisherigen Dienstleistung zeigt das Rohr keinerlei Störung und Undichtigkeit dank der großen Gewissenhaftigkeit der Bauausführung, sorgfältiger Auswahl der Baustoffe und eingehender Vorversuche.

[11]) Vergl. den ausführlichen Bericht in „Beton u. Eisen" 1926, Heft 7 sowie 1924, Heft 2 u. 3.

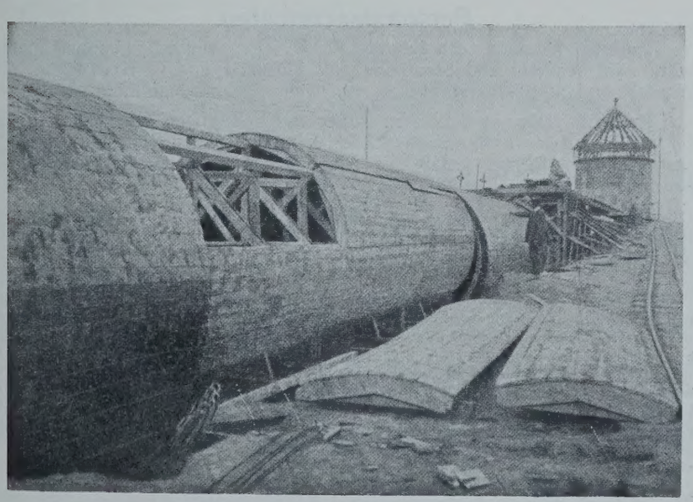


Abb. 8. Eisenbetondruckrohr des Radaunewerkes bei Danzig.

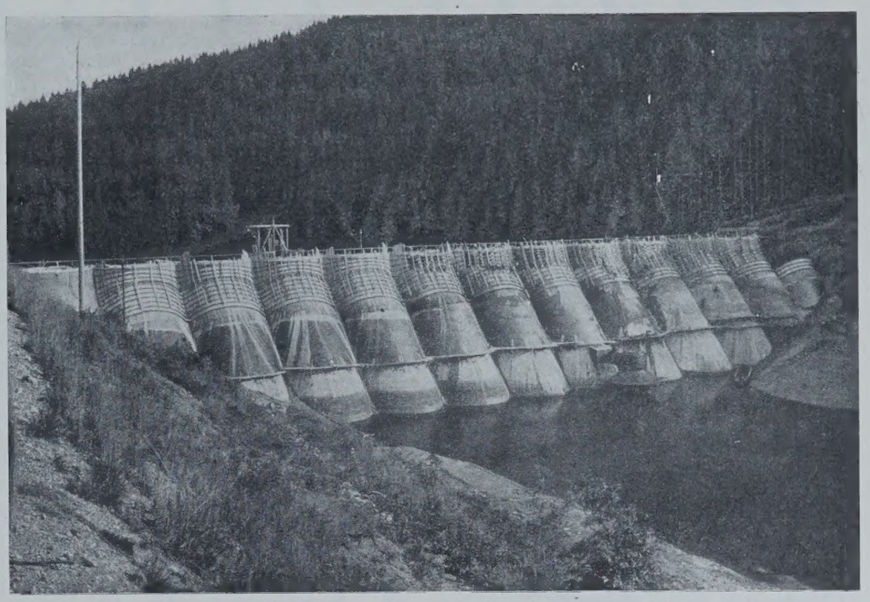


Abb. 7. Eisenbetontalsperre Vöhrenbach im badischen Schwarzwald.

Im letzten Vortrag dieser Tagung sprach Baurat Dr.-Ing. Agatz vom Hafenbauamt Bremen über

Die Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkajemauer des Hafens II in Bremen

und gab damit gleichzeitig eine Darstellung der neuesten Erfahrungen auf dem Gebiete der Gußbetontechnik überhaupt, die von den ausführenden Betonbaufirmen beachtet werden müssen, wenn der Siegeslauf des Gußbetons keine Rückschläge erleiden soll.[12]) Ki.

Sulfitlauge zur Verbesserung des Holzpflasters. Als Ergänzung der in der „Bautechnik" 1925, Heft 43, S. 618 veröffentlichten Angaben über die „Behandlung von Chausseen und Makadam-Straßen mit Sulfitlauge" mögen noch folgende, der Zeitschrift „Svensk Exp." entnommene Mitteilungen über die Verwendung dieses lästigen Abfallerzeugnisses der Zelluloseherstellung zur Verbesserung des Holzpflasters dienen.

Vor einer Reihe von Jahren hat, nachdem 1909 der schwedische Ingenieur Gösta Ekström die fabrikmäßige Herstellung von Sulfitsprit angegeben hatte, die A. B. Svensk Sprit Versuche begonnen, mit dem Zweck, Sulfitlösung als Holzverbesserungsmittel zu verwenden. Erst später indessen gelang es dem Ingenieur Gösta Eriksson, eine wirtschaftliche Anwendung für Sulfitlösung zu finden. Es glückte, eine Lösung herzustellen, die in Wasser unlöslich ist und damit als Holzverbesserungsmittel einen hohen Wert besitzt. Die Stadt Stockholm hat im Sommer 1924 und 1925 Sulfitlösung zur Erhaltung ihrer mit Holzpflaster versehenen Straßen und Wege, besonders im Villenvorort Äppelviken verwendet; dort wurde eine ausgezeichnete bindende Wirkung erzielt.

Für die Unterhaltung der Holzpflaster-Straßen wird ebenso wie bei Makadam-Straßen eine Sulfitlösung verwendet, die von den Fabriken in konzentrierter Form geliefert und später mit Wasser verdünnt wird. Dieses geschieht am besten in einem gewöhnlichen Wasserwagen, wie er im Sommer zur Bewässerung der Straßen verwendet wird. Die Bewässerung geschieht dann in der üblichen Art, nur mit dem Unterschiede, daß das Wasser Sulfitlösung enthält. Das sulfithaltige Wasser hat einen widerlichen Geruch, der jedoch nach der Sprengung rasch verschwindet. Nachdem das Wasser verdunstet ist, besitzt der Fahrdamm eine harte bräunliche Oberfläche, woraus sich ergibt, daß die Lösung eine gut bindende Wirkung hat. Die Oberfläche der Wege wird dadurch widerstandsfähiger und die Wegeunterhaltung erleichtert. Je weiter die Lösung eindringt, desto widerstandsfähiger wird der Fahrdamm.

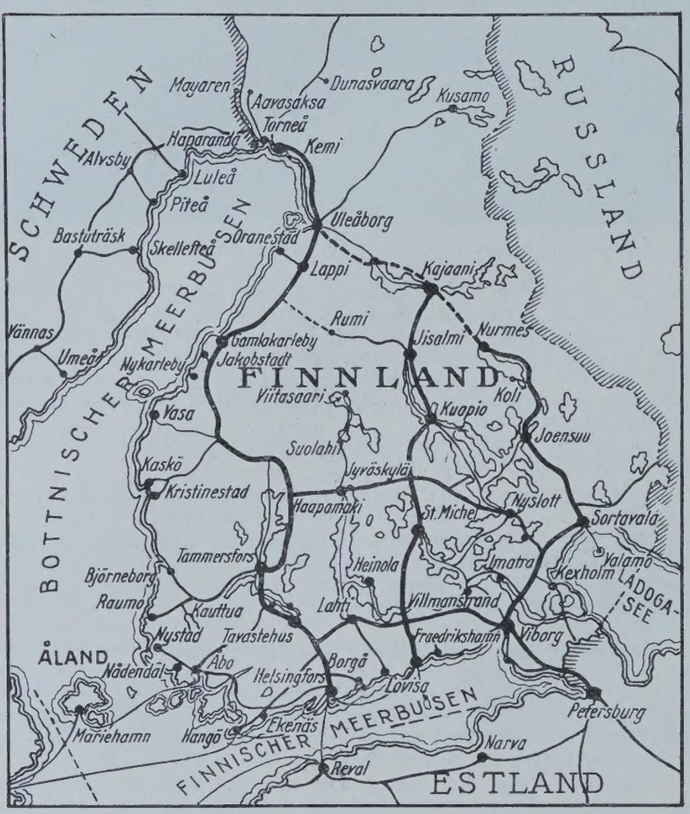
Nachdem die Straße mit Sulfitlösung besprengt worden ist, kann, wie dies bereits für Makadam-Straßen mitgeteilt wurde, nach Angabe von G. Eriksson noch eine weitere Besprengung mit Kalkmilch stattfinden. Hierdurch wird die Sulfitlösung unlöslich, so daß sie nicht durch Regen fortgespült werden kann. Straßen mit nur geringem Verkehr sind nur alle paar Monate zu behandeln. Straßen mit großem Verkehr brauchen nur im Sommer begossen zu werden. Die Kosten für diese Tränkung sind im Verhältnis zu den sonstigen Unterhaltungskosten unbedeutend.

Die schwedischen Versuche mit Sulfitlösung haben im Auslande große Beachtung gefunden. Dänemark hat bereits bedeutende Mengen

[12]) Vergl. den ausführlichen Bericht in „Beton u. Eisen" 1926, Heft 7, und „Die Bautechnik" 1926, Heft 4, S. 56.

Sulfitlösung in Schweden gekauft. In England, Spanien und Südamerika ist ebenfalls großes Interesse vorhanden. A. B. Svensk Sprit hat zurzeit große Nachfrage aus China und Japan. W.

Finnlands Eisenbahnnetz besteht aus drei Hauptlinien, die, vom Finnischen Meerbusen ausgehend, das Land in süd-nördlicher Richtung durchmessen, sowie aus einer Reihe von Verbindungslinien und Stichbahnen, von denen die letztgenannten strahlenförmig nach den fast ausschließlich an den Küsten der Bottnischen und Finnischen Meerbusen gelegenen Hafenstädten führen (s. Abb.). Die Bahnen, die meistens die ausgedehnten Seenplatten berühren, sind außerordentlich geschickt so trassiert, daß sie das Haupterzeugnis des Landes, das Holz aus den unermeßlichen Waldungen im Inneren, auf möglichst kurzem und daher wirtschaftlichem Wege an die Verladehäfen an der Küste bringen können. Eine Anzahl Bahnlinien sind während der Zeit der Zugehörigkeit zum ehemaligen russischen Zarenreich aus strategischen Gründen angelegt worden.



Von den drei Hauptlinien geht die eine von Helsingfors aus, verläuft über Tavastehus, Tammersfors, Seinäjoki nach Haparanda; die zweite von Kotka über St. Michel, Kuopio nach Kajaani, und die dritte von Viborg über Sortavala, Joensuu nach Nurmes. Zwei Querlinien verbinden diese Bahnen am Nord- und Südrande der ausgedehnten Seenplatten. Eine dritte, sehr wichtige Querverbindung soll durch eine neue Bahn zwischen Nurmes und Uleaaborg hergestellt werden. Die Stichbahn Jisalmi—Runni, die für die Holzbeförderung besonders günstig gelegen ist, wird über Runni hinaus bis an die Bahnlinie Tammersfors—Haparanda verlängert. Diese beiden Bahnlinien, die zusammen etwa 400 km lang sind, befinden sich gegenwärtig im Bau und werden voraussichtlich in etwa zwei Jahren fertiggestellt sein.

Die Eisenbahnen Finnlands, die eine Gesamtlänge von etwa 4500 km besitzen, haben durchweg die in Rußland übliche Spurweite von 1,524 m. Einige Nebenbahnen haben Schmalspur von 0,60, 0,75 und 0,785 m. Das Schienengewicht ist auf den Hauptstrecken 30 und 43,6 kg/m, auf den übrigen Strecken nur 22,34 kg/m. Da in Finnland Holz sehr billig ist, hat man auf den Bahnstrecken mit leichtem Oberbau durch besonders dichte Schwellenteilung große Tragfähigkeit und Betriebssicherheit erzielt. Das rollende Material der finnischen Eisenbahnen ist nicht mehr zeitgemäß. Die Lokomotiven, die fast ausschließlich mit Holz befeuert werden, sind nur klein und daher nicht imstande, lange und schwere Züge zu befördern, um so mehr als die Gefällverhältnisse der Bahnen infolge des hügeligen Geländes, das in Finnland vorherrschend ist, recht ungünstig sind. Die Personenwagen sind ebenfalls recht klein und entbehren noch in erheblichem Maße der Bequemlichkeiten, die der Reisende, insbesondere auf weiten Strecken, so sehr schätzt. Die Fahrgeschwindigkeit ist durchschnittlich 30 km/Std., sie erreicht nur selten die Höhe von 40 km/Std.

Die finnischen Eisenbahnen haben aber den großen Vorteil, daß man auf ihnen sehr billig reist. Eine Reise über die etwa 1120 km lange Strecke von Helsingfors über Viborg, Imatra, Nyslott, Haapamäki, Tammersfors nach Aabo kostet bei Benutzung der zweiten Wagenklasse 322 f. M., einen Betrag, der in deutschem Gelde etwa 34,50 R.-M. ausmacht. In Deutschland würde eine entsprechende Eisenbahnfahrt ohne Schnellzugzuschlag etwa 87 R.-M. kosten. Dabei haben die Staatsbahnen Finnlands im vergangenen Geschäftsjahr einen Überschuß von 134 Mill. f. M. gebracht. Finnland macht große Anstrengungen, um den Touristenstrom an sich zu ziehen, und hat auf diesem Gebiete schon namhafte Erfolge zu verzeichnen, da es mit bezug auf Naturschönheiten getrost mit jedem anderen Lande in Wettbewerb treten kann. Nils Buer.

Wärmeschutz durch Seegras. Eine besondere Art von Seegras, Sostra marina genannt, besitzt nach den neuesten Untersuchungen ausgezeichnet wärmeschützende und schalldämpfende Eigenschaften. Dieses Seegras wird, wie „Svenska Dagbl." berichtet, heute für die verschiedensten Zwecke in Amerika verwendet, namentlich in Gebäuden. Es wird dort in Mengen zwischen dem Seetang der Ostküste gefunden.

Eric Sjöstrand in Stockholm hat die Weiterverarbeitung dieses Seegrases in Amerika studiert und ein großes Werk in Hässelby errichtet. Dieses Werk stellt unter dem Namen „Arki" eine besondere Isoliermatte von großer Haltbarkeit und Widerstandskraft her, so daß ihrer praktischen Verwendung nichts im Wege steht. Das von der „Isolierungsfabrik Arki" verarbeitete Seegras besitzt von Natur desinfizierende Eigenschaften, da es Stoffe wie Kalk, Natriumchlorid und Jod enthält. Insekten oder Ungeziefer können darin nicht leben. Da eine Vermehrung dieser Schädlinge nicht möglich ist, so behält getrocknetes Seegras lange Zeit seine ursprünglichen Eigenschaften. Bis zu einem gewissen Grade ist es feuersicher.

Die bautechnische Abteilung der Technischen Hochschule von Stockholm hat eine Reihe von Versuchen mit dem neuen Isolierstoff angestellt. Sie ermittelte die Wärmeleitfähigkeit einer Matte von 1 cm Dicke zu 0,73 kcal/Std. m². Um die entsprechende Wirkung auszuüben, müßte eine Ziegelmauer 44 cm und eine Holzwand 9,5 cm dick ausgeführt werden. Arki schützt also gegen Wärmeverlust 44 mal besser als Ziegel und rd. 10 mal besser als Holz.

Arki ist in Norrland sehr beliebt, und große Bestellungen liegen aus dieser Gegend vor.

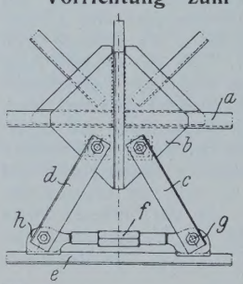
Vom botanischen Standpunkte aus ist es interessant, daß neuerdings die Untersuchungen das nicht unbedeutende Vorkommen von Sostra marina an der schwedischen Westküste ergeben haben. (Wie ist es an der deutschen Küste?) Es wäre also denkbar, daß das schwedische Werk später mit eigenen Rohstoffen arbeiten kann und somit eine Einfuhr aus Amerika überflüssig wird.

Die Arki-Matten wurden auch auf den schwedischen Staatseisenbahnen eingeführt. Es zeigt sich, daß man sie vorteilhaft an Stelle der teuren Korkeinlagen in den Eisenbahnwagen verwenden kann. In Fabrikgebäuden dienen sie vielfach als Dachisolierung. W.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zum Abstützen von Brückengerüsten (Kl. 19d, Nr. 411 894 vom 4. 5. 1921 von Otto Arndt in Dresden). Als Ersatz der bisherigen Vorrichtungen zum Abstützen der Brückengerüste werden am Knotenblech *b* des Gerüstes *a* mit Gleitschuhen *gh* versehene Stützen *cd* angelenkt, die durch wagerechte Spannschrauben *f* einstellbar sind. Durch Auseinanderschieben der Gleitschuhe mittels der Spannschrauben kann das Gerüst parallel zu sich selbst gesenkt und bei einer Gegeneinanderschiebung der Gleitlager gehoben werden. Ändern sich die Neigungswinkel der beiden Stützen gegen die Wagerechte, so kann das Gerüst aus der Wagerechten in eine schräge Lage übergeführt werden.



Personalnachrichten.

Baden. Versetzt: die Bauräte Ph. Ditter beim Rheinbauamt Mannheim zum Wasser- und Straßenbauamt Mosbach und O. Breidt bei der Wasser- und Straßenbaudirektion zum Rheinbauamt Mannheim.

Bayern. Der im zeitlichen Ruhestand befindliche Oberbauamtmann Fr. v. Brückner wurde auf Ansuchen in den dauernden Ruhestand versetzt und ihm aus diesem Anlaß der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats verliehen.

Hamburg. Der Senat hat den Baurat i. W. A. Voit und den Regierungsbaumeister a. D. A. Diederichsen zu Bauräten bei der ersten Sektion der Baudeputation ernannt.

INHALT: Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926. — Unterfangen von Brückenpfeilern. — Die vorläufigen Kläranlagen der Stadt Glauchau zur Verhinderung von Hauskläranlagen und zur Förderung der Hauptkläranlage Nord. — Die Talsperren bei Weiterswiese i. E. und bei Crimmitschau. — Die Brücke über den Hafenmund in Gelsenkirchen. — Vermischtes: Einberufung des Reichs-Wasserstraßenbeirats. — Technische Hochschule Danzig. — Reichsgesetz vom 1. Februar 1926 über Änderungen im patentrechtlichen Verfahren. — Straßenbautagung in Leipzig vom 3. bis 5. März 1926. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Sulfitlauge zur Verbesserung des Holzpflasters. — Finnlands Eisenbahnnetz. — Wärmeschutz durch Seegras. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 9. April 1926 Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Kalksteinschotter zur Straßenunterhaltung.

Von Oberbaurat i. R. **H. Cassinone**, Karlsruhe.

Im Sommer 1918 sind in der Schweiz in Locle auf der Straße von der Stadt zum Bahnhof beim Einwalzen von Kalkstein statt der üblichen wassergebundenen Einschlämmasse Versuche mit einem Bindemittel, bestehend aus Kalksand, gemahlenem Kalkstein und einer Lösung von kieselsaurem Natrium 35° Bé., Wasserglas, gemacht worden. Das Ergebnis war ein recht günstiges. Die Straße blieb im Sommer staubfrei, gab bei feuchtem Wetter fast keinen Staub, wurde bei Frost nicht glatt und nutzte sich gleichmäßig ab. Die Ausführung konnte bei jeder Witterung, abgesehen von der Frostzeit, geschehen, selbst auf feuchtem Untergrund, auf den häufig die Mißerfolge der Teerungen zurückzuführen sind. Gegenüber einer wassergebundenen Walzdecke wurde die Lebensdauer auf mindestens die dreifache Zeit geschätzt. Nach dreijähriger Benutzung bei einem durchschnittlichen täglichen Verkehr von 80 Lastkraftwagen, 200 Personenkraftwagen und 700 Pferdefuhrwerken wies die Strecke keinerlei Unebenheiten auf.

Die bei einer Besichtigung erhaltene Auskunft veranlaßte den Generalrat des Departements von Doubs, gleichfalls dieses Verfahren auf den Gemeindewegen im Industriegebiete von Montbéliard einzuführen. Diese Versuche kamen auf sieben etwa 150 m langen Strecken mit den verschiedensten Gesteinsarten — Porphyr, geschlagenem Kieselsteingeschiebe, Kalk — bei verschiedenartigem Untergrund und Höhenlagen von 300 bis 900 m über dem Meer im Jahre 1922 zur Ausführung. Die Ausführungsweise und die damit erzielten Erfolge hat der Straßenbauingenieur M. Guelle in Bésançon in mehreren Aufsätzen in den „Annales des ponts et chaussées“ [1]) veröffentlicht.

Der Schotter hatte eine Korngröße von 4 cm. Bei einer mittleren Deckenstärke von 7 cm wurden auf 1 m³ eingelegtes Gestein 0,350 m³ Bindemittel eingebracht, das aus einer Mörtelmischung von gemahlenem Kalkstein und 40 l kieselsaurem Natrium bestand. Der Arbeitsvorgang ist der gleiche wie bei dem gewöhnlichen Eindecken mit der Dampfwalze. Nach dem Entkoten und Entstauben der alten Fahrbahn, die bei trockenem Wetter kräftig angenäßt wird, wird die Schotterdecke in der vorgesehenen Stärke aufgebracht. Darauf wird die Mörtelmischung mit dem Schotter nach Art der Betonherstellung unter reichlicher Wasserzugabe vermengt und die Oberfläche profilmäßig abgeglichen. Mit einer nicht zu schweren Dampfwalze wird von den Seiten nach der Mitte hin zu Anfang die Einlage rasch angewalzt, wobei das überschüssige Bindemittel, das nur die Hohlräume ausfüllen soll, herausgedrückt wird. Dann wird der gleichmäßig mit Piassavabesen zu verteilende Überzug langsam so lange mit der Walze überfahren, bis die Beschotterung keine Bewegung mehr zeigt und vollständig festliegt. Vor der Verkehrsübergabe sollte die Decke zwei Tage austrocknen können und mit einer leichten Schutzschicht abgedeckt werden. Der Erfolg hängt von der Sorgfalt der Herstellung ab. Wenn auch große Ähnlichkeit mit den gewöhnlichen Walzarbeiten besteht, so sind doch auch wieder besondere Handgriffe erforderlich, die sich nur durch Augenschein bei Ausführung und daran anschließende praktische Betätigung erwerben lassen. Folgende Regeln sind im besonderen zu befolgen:

1. Auf der alten Fahrbahn sind nach sorgfältiger Säuberung zum Anschluß der neuen Decke entlang den beiden Seiten Längsrillen von mindestens 7 cm Breite einzuhauen.

2. Keinen groben Schotter verwenden, eine Korngröße von 4 cm ist am besten. Der Kalksand muß fein und frei von erdigen Bestandteilen sein.

3. Die Herrichtung der abzumessenden Einbaustoffe geschieht durch Aufschichten des Schotters in Haufen von 1 m³ und Kalksand von 0,350 m³ zur genauen Einhaltung des Mischungsverhältnisses. Anmachen des Mörtels durch Zugabe von 40 l Wasserglas in üblicher Weise. Unter reichlicher Wasserzugabe Vermischen des Bindemittels mit dem Schotter durch Umschaufeln, so daß jeder einzelne Stein mit einer Mörtelhaut umschlossen wird. Mischmaschinen verdienen bei Ausführung im großen den Vorzug vor der teuren Handarbeit.

4. Nur kurze Strecken, etwa 40 m lang, auf einmal in Angriff nehmen. Nach Festlegung nach etwa 20 bis 30 Übergängen ist die Straße reichlich mit Wasser zu begießen. Die entstehenden Schäden durch die Pferdehufe und die Radgleise bügelt die Walze bei der nächsten Überfahrt wieder glatt.

5. Das ausgepreßte, aus der Oberfläche ungleichmäßig heraustretende Bindemittel mittels Besen verteilen und einkehren. Die Walzenzylinder zur Verhinderung des Wickelns naß halten.

6. Bei trockenem Wetter kann, um ein Aufbrechen zu verhüten, Begießen mit Wasser notwendig werden, wie nach starken Schlagregen, die die Straße abgespült haben, ein nachträgliches Aufbringen einer Natriumsilikatlösung zweckdienlich ist.

Die gute Ausführung hängt selbstverständlich von der Geschicklichkeit der Aufsicht ab, die nach der Beschaffenheit der Baustoffe und den Witterungsverhältnissen ab- und zuzugeben wissen muß. Eine stärkere Schotterdecke als 10 cm in der Mitte und 4 cm am Rande, im Mittel also 7 cm, erscheint nicht geboten, anderseits ist eine zu schwache Decke von Schaden, da die Schottersteine von der Walze am Rande auf der harten alten Decke leicht zerdrückt werden. Die Decke ist auf die gesamte Breite einzubringen. Bei hälftiger Ausführung, wenn eine Verkehrsabsperrung bei fehlender Umleitungsmöglichkeit nicht angängig ist, bildet der mittlere Anschluß, selbst wenn er noch so sorgfältig durch Aufpickeln und Einbringen einer besonders reichlichen Mörtelmischung hergestellt war, eine schwache Stelle, an der leicht Schäden entstehen. Der Verkehr sollte deshalb im eigenen Interesse lieber die Sperre ertragen, als dauernd eine nicht vollkommene Straßendecke benutzen zu müssen. Ist man aber dennoch zur hälftigen Eindecke gezwungen, so soll die Anschlußhälfte frühestens jeweils erst nach vier Tagen eingebracht werden.

Die Herstellung der Decke erfordert an Arbeitskräften neben dem Aufseher drei Mann zum Mischen und Umschaufeln, zwei Mann zum Ausbreiten und zwei weitere zum Einkehren und für sonstige Beihilfe (Wasser pumpen, begießen u. dergl.) sowie einen bespannten Wasserwagen. Die Kosten betrugen im Jahre 1922 für die Behandlung mit

	Natriumsilikat		nach dem gewöhnlichen Verfahren
Kalksteinschotter m³ . . .	21,— Fr.		19,— Fr.
Bindemittel 0,35 m³ zu 12 Fr.	4,20 Fr.	0,12 m³ zu 12 Fr.	1,44 Fr.
kieselsaures Natrium . . .		Wasserführen . .	1,50 Fr.
40 l 100 kg 38 Fr. bei einem spez. Gewicht von 1,38			
40 × 1,38 × 1,38	21,— Fr.		
Walzen und Handarbeit . .	15,— Fr.		10,— Fr.
	61,20 Fr.		31,94 Fr.

oder 1 m², da bei 7 cm Stärke 14 m² eingedeckt werden

$$\frac{61{,}20}{14} = 4{,}37 \text{ Fr.} \qquad \frac{31{,}94}{14} = 2{,}28 \text{ Fr.}$$

Eine mit Natriumsilikat behandelte Straße kostet somit für 1 m² rund 2,10 Fr. mehr als eine wassergebundene Walzdecke. Sie ist aber verhältnismäßig nicht viel teurer als eine Oberflächenteerung, die jedenfalls alle Jahre, manchmal sogar zweimal im Jahre erneuert werden muß, und die zurzeit 0,90 Fr./m² kostet. Das beste Ergebnis wurde bei Walzen von 9 bis 12 t Dienstgewicht erzielt, die tägliche Leistung betrug 30 m³ Schottereinbau. Im Jahre 1923 hat trotz der Preissteigerung des Schotters auf 21,60 Fr. für 1 m³ und des Bindemittels auf 18,25 Fr., während das Natriumsilikat nur auf 32 Fr. zu stehen kam, bei sorgfältiger Überwachung durch bessere Arbeitseinteilung neben einer Steigerung der Arbeitsleistung auf 40 m³ Schottereinbau 1 m² mit 4 Fr. hergestellt werden können.

Dabei wurde die auffallende Erfahrung gemacht, daß die Verwendung von Hartschotter keinerlei Vorteil bietet, dessen Bezug daher von weit her entbehrlich ist, und daß ebensowohl der billige Kalkstein aus der Gegend benutzt werden kann. Ferner wurde hierbei die überraschende oder eigentlich widerspruchsvolle Wahrnehmung gemacht, daß sich weicher Kalkstein besser hält als solcher von mittlerer oder größerer Härte. Ersterer nutzt sich unter der Einwirkung des Verkehrs gleichmäßig ab, während die Decke der härteren Steine Schlaglöcher, die bekannten für den Kraftwagenverkehr charakteristischen schüsselförmigen Vertiefungen — der Franzose nennt sie nids de poule — zeigt. Nach einjähriger Benutzung durch den Verkehr, der im Durchschnitt 181 Lastkraftwagen, 423 Personenwagen und 127 Pferdefuhrwerke betragen hat, wurde auf einer 1,158 km langen Strecke die Abnutzung durch genaue Messung ermittelt. Es waren vier hintereinanderliegende, vollkommen gleichartige Abteilungen, von denen zwei mit mittelhartem, eine mit weichem Kalkstein und

[1]) Technischer Teil 1923, I. S. 42, VI. S. 387; 1924, V. S. 250.

Natriumsilikat behandelt und dazwischen eine weiche Kalksteinstrecke auf die gewöhnliche Weise eingebaut worden war. In der Unterstellung, daß ein Lastkraftwagen zehn Pferdegespannen und ein Personenwagen drei Gespannen entspricht, somit insgesamt 3200 Verkehrseinheiten in Betracht kommen, wurde bei

	Abnutzung im Jahre mm	für 1000 Verkehrseinheiten mm
mittelhartem Kalkstein von Berne . .	16	5
„ „ „ Beaulieu .	16	5
weichem Kalkstein mit Natriumsilikat behandelt	9,5	3
wassergebundenem weichem Kalkstein	45	14

festgestellt. Danach ist die Abnutzungsmenge der gewöhnlichen wassergebundenen Decke aus weichem Kalkstein fünfmal zu stark wie des gleichen Gesteins mit Natriumsilikat, und letzteres weist nur die halbe Abnutzung auf gegenüber den beiden mittelharten Kalksteinsorten. Auf einer anderen Versuchstrecke, bei der probeweise die doppelte Menge kieselsaures Natrium eingebracht wurde, hat sich im Verlauf des Jahres kein bemerkbarer Unterschied gezeigt. Es ist daher die Schlußfolgerung zu ziehen, daß das Natriumsilikat den Schotterstein bei hartem Gestein nur oberflächlich mit einer Schutzhaut umgibt, bei weichem Kalkstein ihm aber außerdem die Möglichkeit des tieferen Eindringens gegeben ist. Im ersteren Fall beginnt die Zerstörung des Gesteins nach Abschleifen der verhältnismäßig dünnen äußeren Schutzhaut und schafft bei weiterem Fortschreiten die Stoßsteine und dadurch bedingten Schlaglöcher, während im letzteren Fall, abgesehen von der durch tieferes Eindringen erzeugten stärkeren Deckschicht, die erst abgeschliffen sein muß, bevor der weiche Stein zum Verfall kommt, zum weiteren Schutz gleichzeitig eine chemische Verbindung vor sich geht, die eine gleichmäßige Abnutzung herbeiführt. Dieser Vorgang ist durch Laboratoriumversuche in der behördlichen Prüfungsanstalt der Franche Comté nachgewiesen worden an aus der Versuchstrecke entnommenen Proben, die sowohl aus der untersten Schicht der Decke wie an deren Oberfläche ausgehoben worden waren. In der Unterschicht der weichen (weißen) Kalksteine wurde ein höherer Hundertsatz von reinem kieselsaurem Natrium festgestellt als bei den härteren (grauen), und zwar 20 gegen 14 %. Anderseits war beim weißen Kalkstein von den Steinen der Oberfläche gegenüber der unteren Schicht weit mehr Natriumsilikat aufgenommen worden, während die harten in diesem Falle keinen Unterschied zeigten. Deren Staub enthielt ferner reichlich freie Kieselsäure, während die weichen Steine fast keinen Staub geben. Das kieselsaure Natrium verbindet sich einerseits mit dem kohlensauren Kalzium des Steins zu kieselsaurem Kalk, während anderseits an der Oberfläche unter dem Einfluß der Kohlensäure der Luft freie Kieselsäure erzeugt wird. Es bildet sich dadurch ein für Wasserangriff undurchdringlicher Überzug von Kieselsäure und kieselsaurem Kalk, der entsprechend der Abnutzung unter der Einwirkung des Verkehrs sich durch das freie kieselsaure Natrium der Unterschicht ersetzt. Darauf beruht die Überlegenheit des weichen porenreichen Kalksteins, weil er durch das reichlich aufgenommene und chemisch gebundene Bindemittel die Schutzdecke längere Zeit erneuern kann und sich gleichmäßig und, wie die Messungen ergeben haben, in geringerem Maße abnutzt. Man glaubt sogar die bisher zur Straßenunterhaltung untaugliche Kreide der Somme und Champagne auf diese Weise verwendbar machen zu können. Die Lebensdauer der mit Natriumsilikat behandelten Straßen schätzt man auf das Drei- bis Fünffache gegenüber den wassergebundenen Decken und rühmt erstere neben gleichmäßiger Abnutzung und selbst bei weichem Gestein als fast frei von Kot und Staub. Im Hinblick auf die Mehrkosten der Behandlung wird die Anwendung von Natriumsilikat im Departement Doubs dann als wirtschaftlich vorgeschlagen, falls eine Decke aus harten Kalksteinen nicht länger als sechs Jahre hält und ein stärkerer Verkehr als 700 Gespanne täglich vorliegt. Bei weichem Kalkstein wie auf der Hochebene des Jura wird man bei schwerem und schnellem Verkehr zweckmäßig auch unter diese Meßzahlen herabgehen.

Für die Behandlung der Straßen mit kieselsaurem Natrium hat der Generalrat des Departements im Jahre 1923 190 000 Fr. und nach dem guten Ausfall der Probe für 1924 weiter 1 Mill. Fr. bewilligt, wofür 30 km hergestellt wurden. Die günstigen Ergebnisse gaben Anlaß, den Beschluß zu fassen, im Verlauf der nächsten drei Jahre die Hauptstraßenzüge etwa 230 km, den zehnten Teil sämtlicher Gemeindewege, die einen täglichen Verkehr von 700 Gespannen und mehr aufweisen, mit Natriumsilikat zu verbessern. Dafür wurden für 1925 als erste Rate 2 Mill. Fr. genehmigt.

Daß die erheblichen Beträge aufgewendet werden sollen, beweist das volle Vertrauen zu diesem Verfahren. Es ist ohne Zweifel bei nicht zu schwerem Verkehr geeignet, in nächster Nähe des Gewinnungsortes künftig Weichgestein, bei dem sich bisher das Einwalzen nicht verlohnte, an Stelle des von weither zu beziehenden Hartschotters verwenden zu können. Das eröffnet für die Gebiete, in denen der weiche Jurakalk vorherrscht, günstige Aussichten, zumal sich der Mehraufwand für die Behandlung mit Natriumsilikat durch den Ausfall an Anfuhrkosten ausgleichen läßt. Insbesondere ist die gleichmäßige Abnutzung der Oberfläche hoch anzuschlagen im Vergleich zu einer bei zu langer Lebensdauer leicht rauh werdenden Hartschotterdecke. Hartschotter wird künftig nur auf Strecken mit schwerem Verkehr bezw. an Ort und Stelle seines Herkommens eingebaut werden, seine Gewinnungsstellen sind zudem nicht unerschöpflich. Auch bestätigt die Untersuchung, daß eine schwache Schotterdecke bei Vorhandensein eines guten Unterbaues, der den Druck der Verkehrslast auf den Untergrund überträgt, und damit verbunden öftere Walzungen den stärkeren Decken vorzuziehen sind. Letztere, denen eine längere Lebensdauer zugemutet wird, geraten ebenso rasch in Verfall, und Schlaglöcher werden bei ihnen ebenso lästig für den Verkehr wie in schwachen Decken.

Alle Rechte vorbehalten.

Die zulässige Belastung des Baugrundes.

Von Dr. Dr. techn. e. h. **Fritz Emperger,** Wien.

Bei der Grundbeschau nach Vollendung des Aushubes gibt es vor Beginn der Betonierung ein in seiner Art typisches Gespräch mit zwei Varianten. Wurde das Bauwerk in Bausch vergeben, so sagt der Unternehmer: „Diesen Baugrund können wir mit 4 kg/cm² belasten“, und begleitet seine Worte mit einem kräftigen Fußtritt. Hierauf antwortet der Bauleiter: „Ich könnte höchstens 2 kg gestatten.“ Worauf der Unternehmer erwidert: „Also einigen wir uns auf 3 kg/cm².“

Ist aber das Fundament nach Einheitspreisen vergeben, so werden die Rollen gewechselt. Der Unternehmer erklärt, es nicht wagen zu können, diesen Boden mit mehr als mit 2 kg/cm² zu belasten, auf dem er vorsichtig stehenbleibt, als fürchte er einzusinken. Die Bauleitung verlangt 4, und man einigt sich dann auf 3 kg/cm². Wir sehen, wie ernst zu nehmende Männer sich auf einem Wege vereinbaren, der sonst nur beim Kuhhandel üblich ist. Es ist also der Wunsch, die Festsetzung der zulässigen Belastung des Baugrundes dem persönlichen Empfinden zu entziehen und auf eine sachlich unparteiliche Unterlag zu stellen, wohlbegründet, um so mehr, als diese Willkür zu allen möglichen Mißbräuchen führt. Die Praxis bedarf eines anerkannten Maßstabes bei der Festsetzung dieser Zahlen. Die älteren Apparate dieser Art, die sich als unzureichend erwiesen haben, sollen hier nicht aufgezählt werden. Als ein Vorschlag zur Lösung dieser Frage dient der Entwurf des Österreichischen Normenausschusses,[1]) um diese Übelstände wenigstens einzudämmen. Auf Grund einer Reihe amtlich kontrollierter Versuche aufgestellt und in bezug auf den Zusammenhang mit den bestehenden amtlichen Vorschriften empirisch erprobt, sollte der vorgeschlagene Apparat von allen Interessenten auf seine Brauchbarkeit bei den verschiedenen Bodenarten und Gründungen untersucht werden, um zu einer gemeinsamen Faustregel zu gelangen.

[1]) Vergl. Heft 7 des 5. Jahrganges, „Belastung des Baugrundes“.

Der als Norm vorgeschlagene Apparat stützt sich auf theoretische Erwägungen, die von Zivilingenieur Ottokar Stern über das Verhalten von kegelförmigen Druckkörpern angestellt worden sind, und auf die in den hierzu gegebenen Erläuterungen hingewiesen wird. Leider sind alle einschlägigen Arbeiten[2]) aus dem Gebiete des Grundbaues auf die Verhältnisse des betreffenden Falles beschränkt geblieben. Es fehlt uns eine großzügige Zusammenfassung verschiedener Bodenarten und aller Formen ihrer Belastung nach einheitlichen Gesichtspunkten, wie sie durch die Lebensarbeit eines mit entsprechenden Mitteln ausgestatteten Fachmannes möglich wäre.[3]) Erst dann wird dieser wichtige Zweig der Technik auf einwandfreier wissenschaftlicher Grundlage stehen. Als ein kleiner Versuch nach dieser Richtung hin sei hier auf die Arbeiten eines vom Österr. Ing.- u. Arch.-Verein eingesetzten Ausschusses unter meinem Vorsitz in den Jahren 1914 bis 1916 hingewiesen, die, im Laufe des Krieges unterbrochen, schließlich wegen Mangels an Mitteln aufgegeben werden mußten. Obwohl ein abschließender Bericht aus naheliegenden Gründen nicht vorgelegt wurde, scheint es doch zweckmäßig, den damals eingeschlagenen Weg der Fachwelt bekanntzugeben, um die Gedankengänge klarzulegen, die zu dem Apparat geführt haben.

Zu diesen Vorversuchen wurde der in der Umgebung Wiens allgemein vorkommende Lehmboden (Löß) gewählt.[4]) Der Lehmboden bestand aus 42 % abschlämmbarem Material und 58 % Sand und zeigte ausgetrocknet ein Raumgewicht von 2,01. Um für die Versuche einen Ort zu haben,

[2]) Deutsche Bauzeitung vom 31. Juli 1915 u. f., Schweiz. Bauztg. vom April 1925 „Festigkeitsmechanische Prüfung des Baubodens“, Eng. News vom 7. Mai 1914, Eng. Rec. vom 30. Mai 1914 u. f.

[3]) Siehe Terzaghi, „Erdbaumechanik“, Leipzig 1925, Verlag von Deuticke und die Unterstützung des amerikanischen R. College in Konstantinopel bei seinen Versuchen.

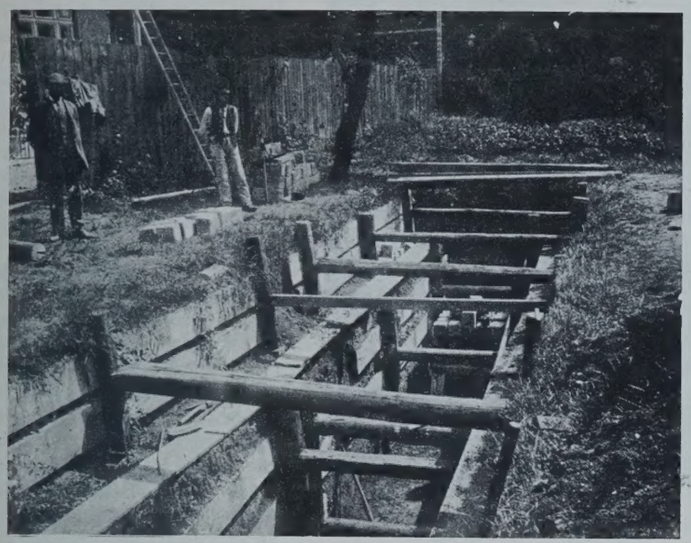


Abb. 1. Aushub im alten Friedhof auf der Schmelz.

Abb. 2. Der Versuchsplatz.

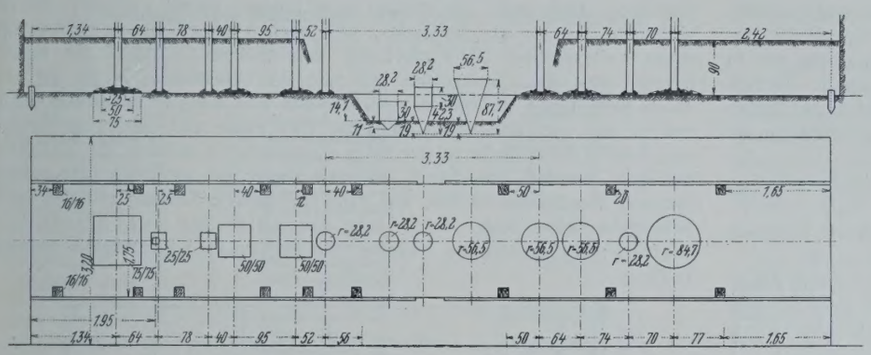


Abb. 3. Die Versuchsausteilung im Graben.

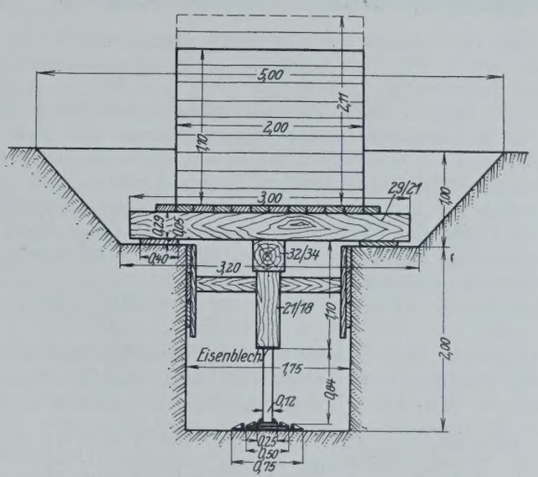


Abb. 4. Querschnitt durch den Graben.

von dem man sicher sein dürfte, daß er einen in historischen Zeiten unberührten Boden besitzt, wurde der alte, jetzt aufgelassene Friedhof auf der Schmelz gewählt und dort ein Graben (Abb. 1) bis unter die durch einen braunen Streifen gekennzeichnete Grabergleiche ausgehoben. Dieser Graben wurde planiert und später zum Schutze gegen Regen mit einem Flugdach versehen (Abb. 2). Die Grabensohle diente für die Belastungsversuche (Abb. 3 u. 4). Es wurde so vorgegangen, daß man über der jeweiligen Arbeitsstelle eine fliegende Holzbrücke aufgestellt hat, auf der man Pflastersteine aufschichtete. Die so belastete Brücke diente als Widerlager für einen Druckwasserkolben, der einerseits auf das Widerlager und anderseits auf die Versuchsfläche drückte. Den gewählten Vorgang verdeutlichen Abb. 3 u. 4. Wir sehen im Vordergrunde von Abb. 2 die mit Pflastersteinen belastete Brücke, deren Last bis 25 t gesteigert werden konnte. Links davon befindet sich die kleine Handpumpe und dahinter das Pendelmanometer, dessen Beistellung und Überwachung Herr Prof. Rinagl von der Technischen Hochschule Wien übernommen hatte. Da sich der Preßkolben gegen die obere Brücke (wie aus Abb. 5 ersichtlich) stemmt, so war der uns zur Verfügung stehende Druck einerseits durch diese Last, anderseits durch die Versenkungsgrenze des Bodens begrenzt. Die erste Grenze machte sich durch Heben der Brücke bei den großen Versuchen, die andere Grenze durch Verschwinden der Druckplatte in den Boden bei den kleinen Versuchen geltend.

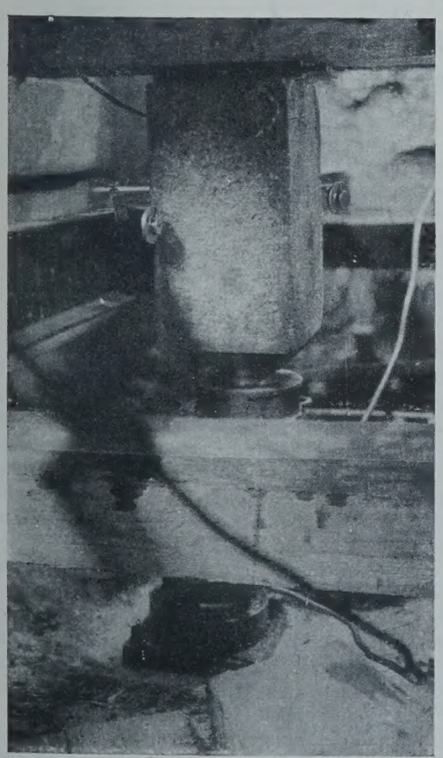


Abb. 5. Anordnung der Druckkolben auf 10^2 cm² Fläche.

Die Stadt Wien beabsichtigte damals vor dem Kriege, auf diesem Gelände einen großen Museumbau aufzuführen, und wir verdanken es in erster Linie ihrer Unterstützung sowie zweier Beträge von je 2000 Kronen, die uns die Regierung zur Verfügung gestellt hatte, und einigen kleineren Unterstützungen aus Unternehmerkreisen, daß wir diese Arbeiten in Angriff nehmen konnten. Die Stadt Wien stellte uns auch ein in unmittelbarer Nähe befindliches, für die Bauleitung bestimmtes Gebäude zur Verfügung, und es sei ferner der tatkräftigen Mitwirkung des dortigen Bauleiters, Herrn Baurat Bittner, sowie aller übrigen Ausschußmitglieder gedacht, von denen Herr Ottokar Stern als Mitberichterstatter tätig war. Da für das erwähnte Gebäude eine zulässige Bodenbelastung von 3 kg/cm² in Aussicht genommen war, so haben wir auch diese Ziffer unseren Untersuchungen zugrunde gelegt. Es sei noch auf Abb. 6a u. b hingewiesen, die den Boden nach Entfernung einer Versuchsplatte (Abb. 6a) darstellen und ihn gut kennzeichnen. Abb. 6b stellt seinen Zustand nach einer Versenkung dar. Der Boden blieb während der ganzen Dauer der Versuche von einer hinreichend gleichmäßigen Feuchtigkeit und Plastizität.

Die ersten Versuche wurden mit lotrechtem Druck auf wagerecht aufliegende gußeiserne Platten ausgeführt, wobei auf die Zentrierung der Belastung besondere Sorgfalt verwendet wurde. Man untersuchte den Einfluß der Form und der Größe des zu belastenden Grundrisses auf den Verlauf der Setzungen. Man ging von der bei solchen Versuchen üblichen quadratischen Fläche von 10 cm im Geviert = 100 cm² aus, die auch bei vielen amerikanischen Versuchen (4 Zoll) benutzt wurde. Dem Versuch wurden auch ein kleinerer Querschnitt von 7^2 = 50 cm² sowie solche von zunehmender Größe 25^2 = 625 cm², 50^2 = 2500 cm² und 75^2 = 5625 cm² unterzogen.

[4]) Hierüber liegt ein ausführlicher Bericht an den Österr. Ing.- u. Arch.-Verein vor, dessen Veröffentlichung zu erwarten ist.

Abb. 6a. Boden nach Abführung eines flachen Versuches.

Abb. 6b. Boden nach Versenkung eines kegelförmigen Versuches.

Auch kreisrunde Flächen wurden erprobt; diese hatten Durchmesser von 28,2 cm, 56,5 cm und 84,7 cm. Es sei hier gleich vorweg bemerkt, daß sich ein Unterschied bei dieser Anordnung bei gleicher Größe der Fläche nicht hat nachweisen lassen, vielleicht weil er zu gering war in bezug auf den zugleich geänderten Umfang. Dagegen war der Einfluß der Größe der Fläche ein in die Augen springender. Zu seiner Kennzeichnung diene die folgende Übersicht der Flächen und Umfänge der Quadrate und Kreise:

$F = 7^2$	10^2	$\pi \cdot 14{,}1^2 = 25^2$	$\pi \cdot 28{,}2^2 = 50^2$	$\pi \cdot 42{,}3^2 = 75^2$
oder: 0,5	1,0	$6{,}25 = 6{,}25$	$25 = 25$	$56{,}25 = 56{,}25$

Gegenüber dieser Zunahme der Flächen ergibt sich die folgende Zunahme der Umfänge, wieder ausgehend von 10^2 als Einheit:

0,76	1,0	$2{,}2 \approx 2{,}5$	$4{,}4 \approx 5{,}0$	$6{,}6 \approx 7{,}5$

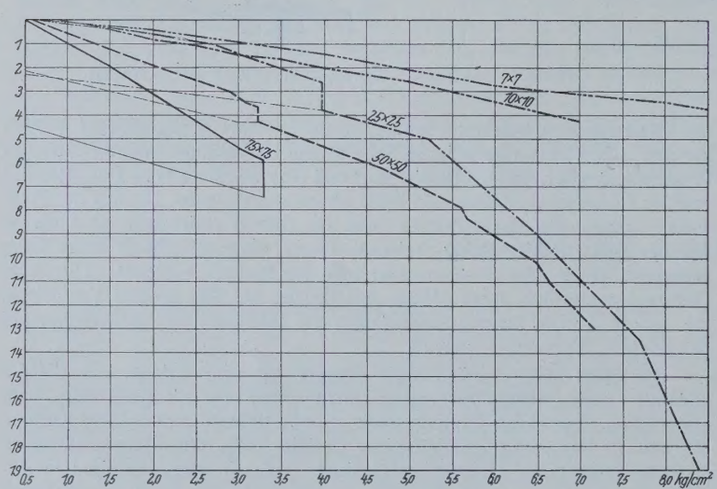


Abb. 7. Setzung bei 25^2, 50^2, 75^2 cm² bezogen auf kg/cm².

Wenn wir also die Last ausschließlich auf die Fläche beziehen und mit der Fläche steigern, so ergab sich eine Steigerung bis zum 56fachen, während gleichzeitig der Umfang nur um das 7,5fache zunahm und dementsprechend bei der gleichen Flächenlast die Scherspannung am Umfange sich verachtfacht hat. Diese Verhältnisse kamen in den ermittelten Ergebnissen deutlich zum Ausdruck. Abb. 7 gibt eine Übersicht der Ergebnisse bei den vier untersuchten Quadraten und zeigt, daß, während bei den kleinen Flächen, bei Belastungen über 10 kg die Versenkungsgrenze noch nicht in Erscheinung tritt, sie bei den großen Flächen schon früh auftritt und sich ein ganz anderer Setzungsverlauf zeigt. Während der Verlauf bei den kleinen Platten bis 10 kg/cm² ein hinreichend gleichmäßiger war, zeigt die Setzungskurve der 25 × 25-Platte bereits eine Last von 10 kg/cm² als Asymptote zur Setzungskurve. Wir sehen weiter bei den großen Druckflächen einer geringen Überschreitung von 3 kg/cm² die Scherfestigkeit der oberen Schichten des Bodens überwunden. Die Platte beginnt sich in den Boden einzudrücken, bis die Widerstandskraft neuerer tieferer Schichten sie daran hindert. Es war besonders augenfällig, daß sich bei diesem Material eine nur wenige Millimeter starke, fest zusammengepreßte Schicht gebildet hat, die beim Erreichen der Scherfestigkeit am Rande gerissen ist, und ein weiteres Eindringen der belasteten Fläche ermöglicht hat. Dieser Vorgang, der auch bei einer flachkegelförmigen Unterfläche beobachtet werden konnte, hat sich bei Erhöhung der Last mehrmals wiederholt, und es wäre unsere Aufgabe gewesen, ihn auf seine Gesetzmäßigkeit bei dieser Bodenart zu studieren und das Gesetz bei anderen Bodenarten zu verfolgen. Zu einer weiteren Behandlung dieser Aufgabe sind wir aber nicht mehr gelangt. Abb. 7 läßt ersehen, daß die Setzung nicht von dem Querschnitt der belasteten Fläche abhängig ist. Es konnte leider nicht untersucht werden, ob diese Erscheinung sich nur bei diesem lehmartigen Material zeigt und was davon allgemein zutrifft und wovon die Setzung sonst noch abhängig ist. Zur weiteren Kennzeichnung des vorliegenden Falles dient Abb. 8. In dieser ist die bei der ersten Belastung eintretende Setzung und jene auf Grund von wiederholten Belastungen dargestellt. Es wurden zwei Lasten, zuerst 1 kg/cm², die gewöhnliche Baulast des Gebäudes, und dann 3 kg/cm² als die größte auftretende Gesamtlast zur Fortsetzung herangezogen. Abb. 7 hat bereits gezeigt, daß die Unterschiede für die drei Quadrate von 25, 50 und 75 cm Seitenlänge bedeutend sind, daß wir also auch in der Praxis, wenn wir in ein und demselben Gebäude eine Säule mit 50 cm im Geviert fundieren, Unterschiede in der Setzung gewärtigen müssen, die bis 100 % betragen, so daß eine Säule, die wir wegen der größeren Last auf ein größeres Fundament stellen, nur dann die gleiche Setzung mit der leicht belasteten Säule zeigt, wenn wir die zulässige spezifische Belastung der größeren Fläche (in kg/cm²) wesentlich herabsetzen.

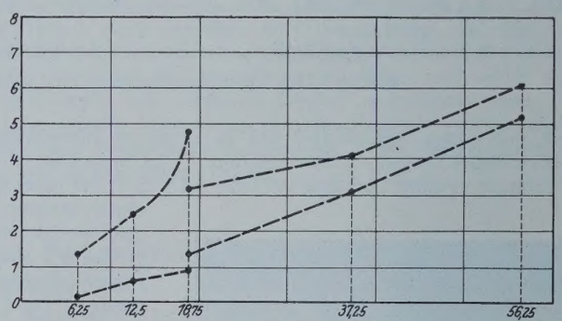


Abb. 8. Setzung bezogen auf kg/cm².

Wenn wir nunmehr die beiden Belastungen vergleichen und sie dabei nicht auf die Fläche, sondern auf den Umfang beziehen, so gelangen wir zu der folgenden Aufstellung.

Geviert	25^2	50^2	75^2	25^2	50^2	75^2 cm²
Belastung in kg/cm²		1			3	
Last in kg	625	2500	5625	1875	7500	16 875
Umfang in cm . .	100	200	300	100	200	300
kg für 1 cm Umfang	6,25	12,5	18,75	18,75	37,50	56,25

Die vorstehende Tabelle ist in Abb. 8 graphisch dargestellt, und zwar ist dabei angenommen, daß die Gesamtbelastung der Platte durch die Scherkraft des Bodens für 1 lfd. cm des Umfanges aufgehalten wird, also als ob die innere Fläche gar nicht mitwirkte. Es ist dies zwar eine übertriebene Annahme, aber wie die Abbildung zeigt, führt sie zu einem brauchbaren Maßstabe, weil unter dieser Annahme die Setzung proportional mit der Belastung der Kante zunimmt. Dieser Zusammenhang hat sich sowohl bei der ersten Belastung unter 1 kg/cm² und 3 kg/cm² (als höchste Beanspruchung), als auch hinreichend genau bei den Dauerbelastungen eingestellt. Die Richtigkeit der letztgenannten Kurve wird dadurch in Frage gestellt, weil ich, um den Versuch in kurzer Zeit durchzuführen, gezwungen war, die Dauerbelastung durch eine vorübergehende Überlastung zu ersetzen, und die Richtigkeit dieses Ersatzmittels nicht genügend geklärt ist. Jedenfalls ist die Verteilung der Last auf eine wagerechte Fläche keine gleichmäßige, wie wir dies immer annehmen. Besonders bei höheren Belastungen geschieht die Übertragung der Last fast ausschließlich am Rande. Die wagerechte Fläche ist also kein brauchbarer Vergleichsmaßstab im Gegensatze zur stark kegelförmigen Unterlage. (Schluß folgt.)

Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Otto Graf.**

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Die Untersuchungen sind eine Fortsetzung der Arbeiten, über die in der Zeitschrift Beton u. Eisen 1924, S. 52 u. f. berichtet ist;[1]) sie sollen in erster Linie über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von großen Mauerpfeilern Aufschluß geben. Während die älteren Versuche in der Regel mit Pfeilern ausgeführt wurden, die in jedem Querschnitt nur eine senkrechte Fuge zeigen, sind jetzt Pfeiler mit mehreren senkrechten Fugen in jedem Querschnitt hergestellt worden. Eine besondere Veranlassung zur Wiederaufnahme der Versuche gab der Einsturz einer großen Fabrikhalle, deren Umfassungswände aus Feldbrandziegeln und Kalkmörtel errichtet waren.

Die erforderlichen Geldmittel hat die Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft dem Verfasser zur Verfügung gestellt. Die Ziegelwerke Höfer & Cie. in Stuttgart-Cannstatt lieferten 9000 Ziegelsteine unentgeltlich; das Portlandzementwerk Neckarelz sandte den erforderlichen Kalk kostenlos; der Zement stammte aus einer älteren Spende des Zementwerkes Nürtingen.

Bei Ausführung der Versuche haben mich die Herren Weise und Kaufmann unterstützt.

A. Versuche mit Mauerwerk aus gebrannten Steinen.

I. Bauart und Herstellung der Versuchskörper.

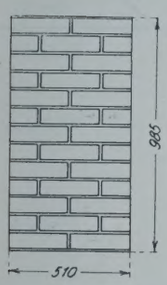


Abb. 1.

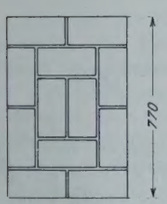


Abb. 2.

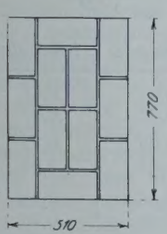


Abb. 3.

Abb. 5.

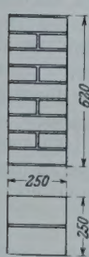


Abb. 6.

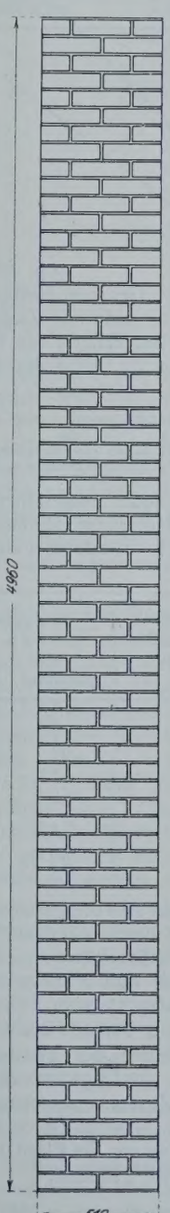


Abb. 4.

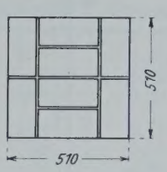


Abb. 7.

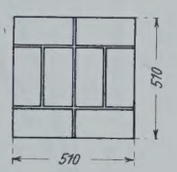


Abb. 8.

Hergestellt wurden:

1. Mauerpfeiler aus gebrannten Steinen und Mörtel von 1 R.-T. Kalk und 3 R.-T. Sand, nämlich
   a) Pfeiler 326, 331 und 334 nach Abb. 1 bis 3, rd. 1 m hoch,
   b) Pfeiler 333, rd. 2 m hoch, sonst wie Abb. 1 bis 3,
   c) Pfeiler 325, rd. 3,1 m hoch, sonst wie Abb. 1 bis 3,
   d) Pfeiler 330, rd. 5 m hoch, Abb. 4, Querschnittsabmessungen nach Abb. 2 u. 3,
   e) Pfeiler 327, 332 und 335 nach Abb. 5 u. 6;
2. Mauerpfeiler aus gebrannten Steinen und Mörtel von 1 R.-T. Eisenportlandzement und 3 R.-T. Sand, nämlich
   a) Pfeiler 320, 323 und 339 nach Abb. 1, 7 u. 8, rd. 1 m hoch,
   b) Pfeiler 338, rd. 2 m hoch, sonst wie Abb. 1, 7 u. 8,
   c) Pfeiler 322, rd. 3,1 m hoch, sonst wie Abb. 1, 7 u. 8,
   d) Pfeiler 319, rd. 3,9 m hoch, sonst wie Abb. 1, 7 u. 8,
   e) Pfeiler 318, 321, 324, 328, 329 und 340 nach Abb. 5 u. 6, schließlich
   f) Pfeiler 317 nach Abb. 1 bis 3, rd. 1 m hoch,
   g) Pfeiler 316, rd. 3 m hoch, sonst nach Abb. 1 bis 3.

Mit den Pfeilern unter b) bis d) wurde gleichzeitig je ein Pfeiler von a) und e) hergestellt, um den Einfluß der Größe der Pfeiler auf die Festigkeit des Mauerwerks unter gleichartigen Verhältnissen zu verfolgen.

Aus dem frischen Mörtel sind während des Aufmauerns jedes Pfeilers Proben entnommen und zu Würfeln mit 7 cm Kantenlänge verarbeitet worden; die Würfel lagerten während der Erhärtung auf oder bei den zugehörigen Mauerpfeilern.

Das Mauern aller Versuchskörper geschah in einem trockenen Raum der Materialprüfungsanstalt durch deren Handwerker. Dabei wurde mit Sorgfalt vorgegangen, so daß eine Güte der Ausführung entstand, die unter praktischen Verhältnissen nur ausnahmsweise erreicht werden dürfte. Dieser Umstand wird bei Beurteilung der Versuchsergebnisse zu beachten sein.

Zur Erlangung ebener und paralleler Druckflächen sind die Pfeiler auf der unteren Druckplatte der Maschine, Abb. 9, oder auf besonderen ebenen eisernen Platten gemauert worden. Die obere Fläche erhielt eine dünne Mörtelschicht, auf die unmittelbar nach dem Aufbringen des Mörtels parallel der unteren Fläche des Pfeilers eine genau ebene eiserne Platte gelagert wurde, die liegen blieb, bis der Mörtel genügend erhärtet war.

II. Eigenschaften der Baustoffe.

1. Mauersteine. Während der Anlieferung der Ziegel sind aus jeder Fuhre Proben entnommen worden, insgesamt 38 Ziegel; sie wurden gemäß der DIN 105 (Mauerziegel) in lufttrockenem Zustande der Druckprobe unterworfen.

Die Druckfestigkeit fand sich zu

(380 + 436 + 466 + 434 + 435 + 404 + 400 + 361 + 382 + 346 + 379 + 428 + 381 + 347 + 324 + 346 + 417 + 345 + 299 + 334 + **268** + 331 + 392 + 406 + 354 + 356 + 464 + 431 + 351 + 304 + 335 + 327 + **478** + 417 + 306 + 334 + 340 + 330) : 38 = **373** kg/cm².

Die Einzelwerte schwanken zwischen 268 und 478 kg/cm². Es handelt sich nach der DIN 105 um Hartbrandziegel.[2])

2. Kalk. Die Druckfestigkeit von normengemäß hergestellten Würfeln aus 1 G.-T. Kalk, 3 G.-T. Normensand und 9,7 % Wasser fand sich im Alter von 28 Tagen (Lagerung an der Luft) zu (33 + 34 + 32 + 32) : 4 = 33 kg/cm².

3. Zement. Die Untersuchung nach den Normen für einheitlich Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement lieferte die Druckfestigkeit von Würfeln aus 1 G.-T. Zement, 3 G.-T. Normensand und 8,5 % Wasser

im Alter von 7 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage im Wasser) zu 209 kg/cm²,
im Alter von 28 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage im Wasser, dann 21 Tage an der Luft) zu 378 kg/cm².

4. Der Sand war als Mauersand von Ellwangen bezogen. Die Siebprobe ergab als Rückstand auf dem Sieb

mit 900 Maschen auf 1 cm²	1 mm	mit 3 mm Lochdurchmesser	7 mm
88,5 %	25,5 %	1,8 %	0,3 %.

5. Mörtel. Wie unter I. mitgeteilt, sind bei der Herstellung der Mauerkörper in der Regel Mörtelproben entnommen und zu Würfeln verarbeitet worden. Die Druckprobe fand jeweils gleichzeitig mit der Prüfung der Mauerpfeiler statt.

Dabei wurde die Druckfestigkeit ermittelt

a) für Kalkmörtel aus 1 R.-T. Kalk und 3 R.-T. Sand
zu den Pfeilern 325 bis 327 im Mittel zu 7 kg/cm²,
„ „ „ 330 und 331 „ „ „ 7 „ ,
„ „ „ 333, 334 und 335 „ „ „ 8 „ ;

[1]) Auch als Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen.

[2]) DIN 105 verlangt für Hartbrandziegel im Mittel aus zehn Versuchen mindestens 250 kg/cm², Einzelwerte nicht unter 200 kg/cm². Für Klinker soll der Mittelwert nicht unter 350 kg/cm² betragen, die Einzelwerte sollen nicht unter 300 kg/cm² heruntergehen.

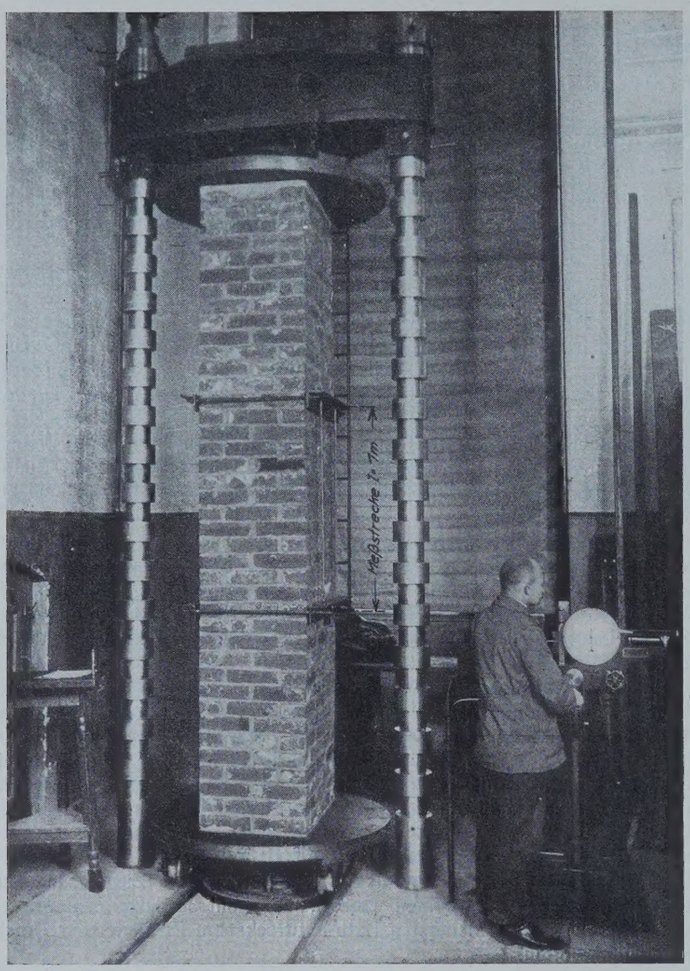


Abb. 9. Pfeiler mit 3,1 m Höhe in der Prüfungsmaschine.

b) für Zementmörtel aus 1 R.-T. Eisenportlandzement und 3 R.-T. Sand
zu den Pfeilern 316 bis 318 im Mittel zu 47 kg/cm²,
„ „ „ 319 „ 321 „ „ „ 64 „ ,
„ „ „ 322 „ 324 „ „ „ 79 „ ,
„ „ „ 338 „ 340 „ „ „ 41 „ .

III. Druckelastizität der Mauerpfeiler.

Die Versuche erstreckten sich auf die Ermittlung der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen bei verschiedenen Laststufen. Auf jeder Stufe ruht die Last mindestens drei Minuten; ebensolange dauerte die Entlastung. Die Messungen fanden statt auf 1 m Pfeilerhöhe, und zwar auf vier Strecken nahe den vier Ecken der Pfeiler (Abb. 9).

1. Pfeiler mit Kalkmörtel.

Ein anschauliches Bild des Verhaltens der mit Kalkmörtel gemauerten Pfeiler geben die Feststellungen an dem 2 m hohen Pfeiler 333; sie seien zunächst ausführlich mitgeteilt.

Belastung p kg/cm²	Zahl der Belastungen, die bei der betreffenden Laststufe der Messung vorausgingen	Zusammendrückungen in mm auf 1 m		
		gesamte	bleibende	federnde
0 bis 5	1	0,29	0,11	0,18
	2	0,30	0,12	0,18
	3	0,31	0,13	0,18
0 bis 10	1	0,76	0,36	0,40
	3	0,82	0,41	0,41
	5	0,86	0,45	0,41
	7	0,88	0,47	0,41
	8	0,89	0,47	0,42
	9	0,90	0,48	0,42
	10	0,90	0,49	0,41
0 bis 19,9	1	2,03	1,19	0,84
	3	2,22	1,36	0,86
	5	2,31	1,46	0,85
	7	2,36	1,52	0,84
	9	2,41	1,58	0,83
	10	2,43	1,60	0,83
	11	2,44	1,62	0,82
	12	2,45	1,63	0,82

Belastung und Entlastung wechselten auf jeder Stufe so oft, bis wesentliche Änderungen der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen nicht mehr eintraten.[3])

Hieraus erhellt, daß die Größe der gesamten Zusammendrückungen auf den einzelnen Stufen von der Zahl der Wiederholungen der Belastung abhängt. Unter der erstmaligen Belastung mit $p = 10$ kg/cm² betrug die gesamte Verkürzung 0,76 mm, nach der neunten Wiederholung 0,90 mm, also $\frac{0{,}90 - 0{,}76}{0{,}76} \cdot 100 = 18\,\%$ mehr. Die Belastung $p = 19{,}9$ kg/cm² bewirkte bei zwölfmaliger Wiederholung eine Zunahme der gesamten Zusammendrückungen von 2,03 auf 2,45 mm, somit um $\frac{2{,}45 - 2{,}03}{2{,}03} \cdot 100 = 21\,\%$.

Weit größer war die verhältnismäßige Veränderlichkeit der bleibenden Zusammendrückungen.

Die federnden Zusammendrückungen haben durch die wiederholte Belastung und Entlastung nur unbedeutende Änderungen erfahren. Die Veränderlichkeit der gesamten Verkürzungen war in der Hauptsache mit der Größe der bleibenden Verkürzungen verbunden.

Die auf den drei Stufen festgestellten letzten Werte der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen sind in Abb. 10 dargestellt und zwar in den stark gezeichneten Linien. Der strichpunktierte Linienzug gibt die gesamten Zusammendrückungen an, der ausgezogene gilt für die federnden, der gestrichelte für die bleibenden Zusammendrückungen. Aus Abb. 10 erhellt, daß die gesamten und bleibenden Zusammendrückungen bedeutend rascher gewachsen sind als die Belastungen. Zur Beurteilung dieser Ergebnisse ist zu bemerken, daß unter $p = 19{,}9$ kg/cm² in 17 Ziegeln neue Querrisse festzustellen waren.

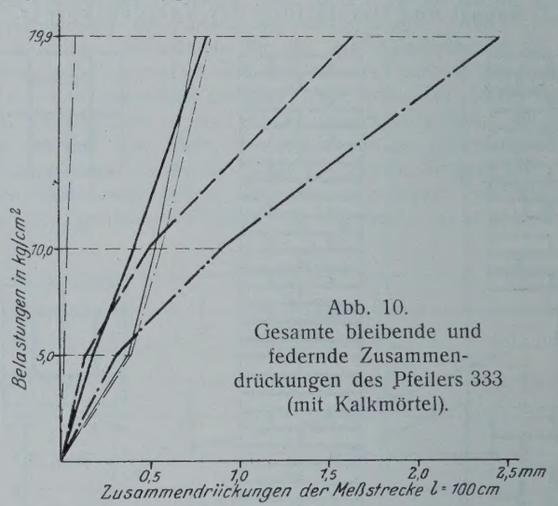


Abb. 10.
Gesamte bleibende und federnde Zusammendrückungen des Pfeilers 333 (mit Kalkmörtel).

Nach Ausführung der bis jetzt mitgeteilten Messungen ruhte der Pfeiler rd. 14 Stunden. Dann fand erneute Prüfung statt, wobei in gleicher Weise wie beim ersten Versuch verfahren wurde. Der zweite Versuch lieferte folgendes:

Belastung p kg/cm²	Zahl der Belastungen, die bei der betreffenden Laststufe der Messung vorausgingen	Zusammendrückungen in mm auf 1 m		
		gesamte	bleibende	federnde
0 bis 5	1	0,39	0,02	0,37
	3	0,40	0,02	0,38
0 bis 10	1	0,57	0,03	0,54
	3	0,57	0,04	0,53
0 bis 19,9	1	0,82	0,06	0,76
	3	0,84	0,08	0,76
	5	0,85	0,09	0,76

Beim zweiten Versuch fanden sich die gesamten Zusammendrückungen auf der ersten Stufe größer, auf der zweiten und dritten Stufe kleiner als beim ersten Versuch. Die federnden Zusammendrückungen stellten sich auf der ersten und zweiten Stufe weit größer auf der dritten Stufe aber etwas kleiner ein als beim ersten Versuch. Die bleibenden Zusammendrückungen blieben beim zweiten Versuch durchweg kleiner.

In Abb. 10 sind die Ergebnisse des zweiten Versuchs durch dünne Linien eingetragen; sie zeigen — im Gegensatz zum ersten Versuch —, daß die gesamten und federnden Zusammendrückungen weit langsamer gewachsen sind als die Belastungen. Durch die vorausgegangene zwölfmalige Belastung mit $p = 19{,}9$ kg/cm² wurde die Elastizität des Mauerwerks unter geringeren Belastungen wesentlich geändert.

[3]) Die Feststellung des Grenzwertes mußte unterbleiben, weil die erforderlichen Geldmittel fehlten.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Pfeilern 325 und 330, auch die wesentlichen Feststellungen mit dem Pfeiler 333, finden sich in Zusammenstellung 1 (S. 232), mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum in gekürzter Übersicht. Die Spalten 6 und 7 der Zusammenstellung 1 enthalten außerdem die zugehörigen Dehnungszahlen; diese schwanken bei Beanspruchungen von 0 bis 5 kg/cm² zwischen 1/26 000 und 1/16 000 unter Zugrundelegung der beim ersten Versuch ermittelten gesamten Zusammendrückungen, und zwischen 1/42 000 und 1/28 000, wenn von den zugehörigen federnden Zusammendrückungen ausgegangen wird. Diese Zahlen sind größer als bei den früheren Versuchen mit kleinen Pfeilern, wie zu erwarten war; die großen Pfeiler waren nachgiebiger.

Im ganzen st im Auge zu behalten, daß die Nachgiebigkeit des Mauerwerks bei längerer Dauer der Last, oftmaligem Lastwechsel und namentlich bei weniger guter Ausführung noch erheblich größer vorauszusetzen ist.

2. Pfeiler mit Zementmörtel.

Kennzeichnend erscheint das Verhalten des Pfeilers 338.

Belastung p kg/cm²	Zahl der Belastungen, die bei der betreffenden Laststufe der Messung vorausgingen	Zusammendrückungen in mm auf 1 m		
		gesamte	bleibende	federnde
0 bis 20	1	0,38	0,03	0,35
	3	0,40	0,04	0,36
	4	0,40	0,04	0,36
0 bis 40	1	0,81	0,08	0,73
	3	0,86	0,09	0,77
	4	0,88	0,10	0,78
	5	0,88	0,10	0,78
0 bis 60	1	1,28	0,15	1,13
	3	1,37	0,18	1,19
	5	1,43	0,20	1,23
	7	1,46	0,22	1,24
	9	1,49	0,23	1,26
	10	1,49	0,23	1,26

Hier ist der Einfluß der Zahl der Belastungen und Entlastungen weniger ausgeprägt aufgetreten als bei den Pfeilern mit Kalkmörtel (vergl. unter III, 1); doch sind auch hier die Zusammendrückungen durch wiederholte Belastung und Entlastung erheblich gewachsen. Dabei ist im Auge zu behalten, daß die Formänderungen bei weiteren Wiederholungen noch zugenommen hätten.

Abb. 11 zeigt die auf den drei Stufen erlangten Endwerte der Zusammendrückungen in zeichnerischer Darstellung durch stark ausgezogene Linien. In derselben Abbildung geben die dünn gezeichneten Linien Auskunft über die Messungen bei wiederholter Prüfung des Pfeilers. Wie bei dem Pfeiler 333 (vergl. unter III, 1) fand sich auch hier, daß die Elastizität des Mauerwerks durch die vorausgegangene Belastung mit $p = 60$ kg/cm² unter geringeren Beanspruchungen erheblich verändert worden ist.

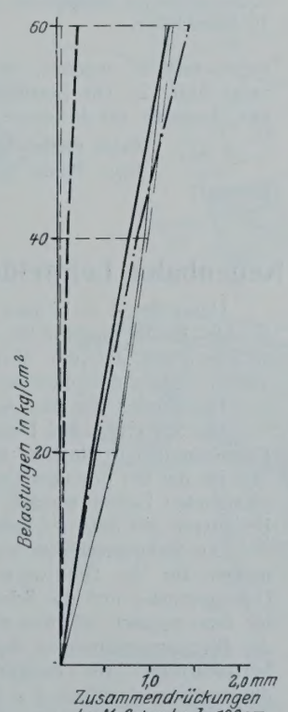


Abb. 11. Gesamte bleibende und federnde Zusammendrückungen des Pfeilers 338 (mit Zementmörtel).

Zusammenstellung 2 (S. 232) enthält die Ergebnisse der Elastizitätsversuche mit den Pfeilern 319, 322 und 338. Aus den Zahlenwerten, die bei erstmaliger Prüfung der Pfeiler ermittelt worden sind, fand sich bei Beanspruchungen von 0 bis 40 kg/cm²

die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen zu 1/57 000 bis 1/45 000,

die Dehnungszahl der federnden Zusammendrückungen zu 1/62 000 bis 1/51 000.

Diese Zahlen sind größer ausgefallen als bei den früheren Versuchen mit kleinen Pfeilern.[4]) Die großen Pfeiler der vorliegenden Versuche erwiesen sich erheblich nachgiebiger. Dabei ist zu beachten, daß unter praktischen

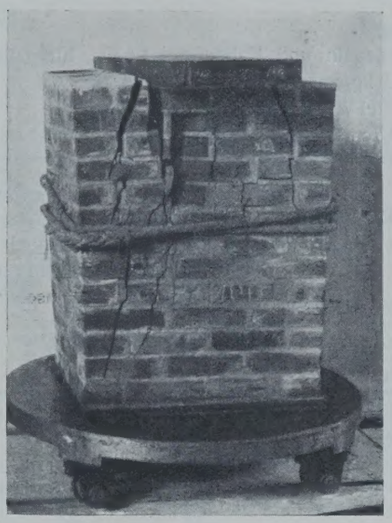


Abb. 13. Pfeiler 317 nach Abb. 1 bis 3, $h = 1$ m; mit Zementmörtel vermauert; oben teilweise belastet nach Abb. 12 (auf S. 232).

Verhältnissen noch größere Dehnungszahlen zu erwarten sind, weil die Mauermörtel häufig mit größerem Wasserzusatz verwendet werden und weil die Füllung der Fugen mit weniger Sorgfalt geschieht.

IV. Druckfestigkeit der Mauerpfeiler.

Die Ergebnisse der Versuche finden sich in der Zusammenstellung 3.

1. Pfeiler mit Kalkmörtel.

Nach Zusammenstellung 3, Spalte 10, ist die Druckfestigkeit ermittelt worden

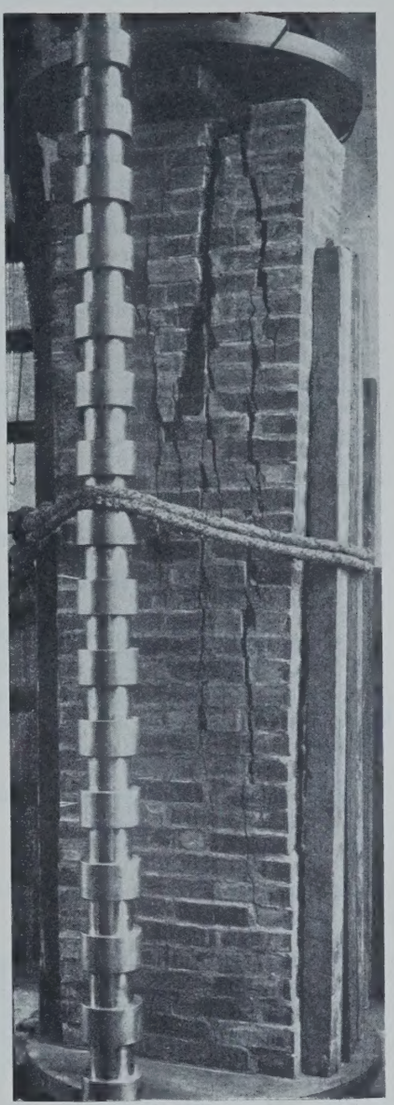


Abb. 14. Pfeiler 316 nach Abb. 1 bis 3, $h = 3$ m; mit Zementmörtel vermauert; oben teilweise belastet nach Abb. 12 (S. 232).

für 1 m hohe Pfeiler zu $K_m = 87$ kg/cm²,
„ 2 „ „ „ „ $K_m = 61$ „ ,
„ 3,1 „ „ „ „ $K_m = 53$ „ ,
„ 5 „ „ „ „ $K_m = 49$ „ .

Hiernach hat die Druckfestigkeit mit Zunahme der Pfeilerhöhe erheblich abgenommen, entsprechend folgenden Verhältniszahlen:

$h =$	1	2	3,1	5 m
$K_m =$	1	0,70	0,61	0,56

Die Druckfestigkeit der kleinen Pfeiler nach Abb. 5 u. 6 ($h : b = 2{,}4$) betrug im Mittel $K_m = 106$ kg/cm² gegenüber $K_m = 87$ kg/cm² bei den größeren Pfeilern nach Abb. 1 bis 3 mit $h = 1$ m ($h : b = 1{,}9$) bezw. $K_m = 61$ kg/cm² mit $h = 2$ m ($h : b = 3{,}9$). Die Pfeiler mit den kleineren Querschnittsabmessungen lieferten hiernach erheblich größere Druckfestigkeiten. Bei Mauern (Verhältnis der Breite zur Stärke größer als hier) dürfte der Einfluß der Größe des Mauerwerks noch größere Bedeutung haben.

2. Pfeiler mit Zementmörtel.

Auch hier war eine erhebliche Abnahme der Druckfestigkeit mit Zunahme der Pfeilerhöhe festzustellen.

Werden die Mauerkörper mit ungefähr gleicher Mörtelfestigkeit verglichen, so entstehen folgende Zahlenreihen:

$h =$	1	3,1	3,9 m
$K_m =$	171	119	118 kg/cm²
Verhältniszahlen	1	0,70	0,69

[4]) Beton u. Eisen 1924, S. 67, Zusammenstellung 12. Dort sind die Dehnungszahlen für Mauerwerk mit Zementmörtel bei 43,4 kg/cm² Druckbelastung zu rd. 1/100 000 festgestellt worden.

Zusammenstellung 1.

Elastizität von Mauerpfeilern aus Hartbrandziegeln und Kalkmörtel 1 : 3.
Steinfestigkeit $k_s = 373$ kg/cm², Würfelfestigkeit des Mörtels im Mittel $k_m = 8$ kg/cm².
Seite $a = 52{,}0$ bis $52{,}8$ cm, Breite $b = 79{,}1$ bis $79{,}5$ cm, Höhe $h = 200$ bis 497 cm.

Belastung p durch die Prüfmaschine kg/cm²	Zusammendrückungen in mm auf $l = 1$ m: gesamte	bleibende	federnde	Zahl der Wechsel zwischen der oberen und unteren Belastung der Spalte 1	Dehnungszahlen: der gesamten Zusammendrückungen	der federnden Zusammendrückungen	Druckfestigkeit des Mauerpfeilers kg/cm²
1	2	3	4	5	6	7	8
1. Pfeiler 325. Alter bei Beginn der Prüfung: 27 Tage. Höhe $h = 306{,}5$ cm.							
0 bis 5,0	0,21	0,06	0,15	3	1 : 24 000	1 : 33 000	
0 bis 10,0	0,72	0,35	0,37	3	1 : 14 000	1 : 27 000	
0 bis 20,0	2,00	1,21	0,79	3	1 : 10 000	1 : 25 000	53
Belastung durch das Eigengewicht in der Meßstrecke im Mittel 0,3 kg/cm².							
2. Pfeiler 330. Alter bei Beginn der Prüfung: 30 Tage. Höhe $h = 497{,}1$ cm.							
0 bis 5,0	0,19	0,07	0,12	3	1 : 26 000	1 : 42 000	
0 bis 10,0	0,71	0,37	0,34	5	1 : 14 000	1 : 30 000	
0 bis 20,0	2,40	1,65	0,75	10	1 : 8 000	1 : 27 000	49
Belastung durch das Eigengewicht in der Meßstrecke im Mittel 0,4 kg/cm².							
3. Pfeiler 333. Alter bei Beginn der Prüfung: 29 Tage. Höhe $h = 200{,}4$ cm.							
a) Erste Prüfung (wie Prüfung von 325 und 330).							
0 bis 5,0	0,31	0,13	0,18	3	1 : 16 000	1 : 28 000	
0 bis 10,0	0,90	0,49	0,41	10	1 : 11 000	1 : 28 000	
0 bis 19,9	2,45	1,63	0,82	12	1 : 8 000	1 : 24 000	*)
b) Wiederholung. Beginn 14 Stunden nach dem Ende des ersten Versuches.							
0 bis 5,0	0,40	0,02	0,38	3	1 : 12 000	1 : 13 000	
0 bis 10,0	0,57	0,04	0,53	3	1 : 17 000	1 : 19 000	
0 bis 19,9	0,85	0,09	0,76	5	1 : 23 000	1 : 26 000	61

*) Bemerkung: Bei 19,9 kg/cm² Druckbelastung wurden 17 feine Risse festgestellt.

Die Veränderlichkeit der Druckfestigkeit mit wachsender Pfeilerhöhe blieb hier in engeren Grenzen als bei den Pfeilern mit Kalkmörtel (vergl. unter IV, 1).

Die Druckfestigkeit der kleinen Pfeiler nach Abb. 5 u. 6 ist im Mittel zu 180 kg/cm² ermittelt worden, während für die Pfeiler nach Abb. 1, 7 u. 8 mit großen Querschnittsabmessungen im Mittel nur 154 kg/cm² erreicht wurden.

3. Pfeiler mit Zementmörtel, belastet nach Abb. 12.

Die Pfeiler 316 und 317 (vergl. Zusammenstellung 3 unter f und g) sind auf der oberen Fläche nur teilweise belastet worden, derart, daß die Lastfläche $40 \cdot b$ cm betrug, vergl. Abb. 12. Die Zerstörung geschah nach Abb. 13 u. 14. Die Höchstlast, bezogen auf die obere Druckfläche, wurde

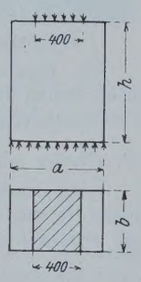


Abb. 12.

beim Pfeiler 317 ($h = 1$ m zu 171 kg/cm²) und
beim Pfeiler 316 ($h = 3$ m) zu 148 kg/cm²
ermittelt. (Schluß folgt.)

Zusammenstellung 2.

Elastizität von Mauerpfeilern aus Hartbrandziegeln und Zementmörtel 1 : 3.
Steinfestigkeit $k_s = 373$ kg/cm², Würfelfestigkeit des Mörtels im Mittel $k_m = 64$ kg/cm².
Seite $a = 52{,}1$ bis $53{,}2$ cm, Seite $b = 52{,}1$ bis $52{,}6$ cm, Höhe $h = 209$ bis 389 cm.

Belastung p durch die Prüfmaschine kg/cm²	Zusammendrückungen in mm auf $l = 1$ m: gesamte	bleibende	federnde	Zahl der Wechsel zwischen der oberen und unteren Belastung der Spalte 1	Dehnungszahlen: der gesamten Zusammendrückungen	der federnden Zusammendrückungen	Druckfestigkeit des Mauerpfeilers kg/cm²
1	2	3	4	5	6	7	8
1. Pfeiler 319. $k_m = 64$ kg/cm². Alter bei Beginn der Prüfung: 27 Tage. Höhe $h = 389$ cm.							
0 bis 20	0,29	0,02	0,27	2	1 : 69 000	1 : 74 000	
0 bis 40	0,70	0,06	0,64	3	1 : 57 000	1 : 62 000	
0 bis 60	1,13	0,12	1,01	3	1 : 53 000	1 : 59 000	118
2. Pfeiler 322. $k_m = 79$ kg/cm². Alter bei Beginn der Prüfung: 29 Tage. Höhe $h = 305{,}6$ cm.							
0 bis 20	0,37	0,02	0,35	2	1 : 54 000	1 : 57 000	
0 bis 40	0,82	0,07	0,75	3	1 : 49 000	1 : 53 000	
0 bis 60	1,27	0,12	1,15	3	1 : 47 000	1 : 52 000	
0 bis 80	1,76	0,22	1,54	3	1 : 45 000	1 : 52 000	119
3. Pfeiler 338. $k_m = 48$ kg/cm². Alter bei Beginn der Prüfung: 42 Tage. Höhe $h = 209{,}3$ cm.							
0 bis 20	0,40	0,04	0,36	4	1 : 50 000	1 : 56 000	
0 bis 40	0,88	0,10	0,78	5	1 : 45 000	1 : 51 000	
0 bis 60	1,49	0,23	1,26	10	1 : 40 000	1 : 48 000*)	
Erste Wiederholung, Beginn 18 Stunden nach dem Ende des ersten Versuchs.							
0 bis 20	0,64	0,01	0,63	2	1 : 31 000	1 : 32 000	
0 bis 40	1,01	0,03	0,98	4	1 : 40 000	1 : 41 000	
0 bis 60	1,29	0,04	1,25	3	1 : 47 000	1 : 48 000	
Zweite Wiederholung, unmittelbar nach dem zweiten Versuch.							
0 bis 20	0,67	0	0,67	1	1 : 30 000	1 : 30 000	
0 bis 40	1,00	0	1,00	1	1 : 40 000	1 : 40 000	
0 bis 60	1,26	0	1,26	1	1 : 48 000	1 : 48 000	118

*) Bemerkung: Unter $p = 60$ kg/cm² werden erstmals neue Risse in Mauersteinen festgestellt. In der Meßstrecke entstanden in den Steinen 16 feine Risse.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Lehrgerüst der Hochbrücken der Nebenbahn Leinfelden—Waldenbuch.[1)]

Die Bahn überschreitet kurz hintereinander das Reichenbachtal auf einer 112 m langen Hochbrücke mit fünf Öffnungen, das Aispachtal auf einer 92 m langen Hochbrücke mit vier Öffnungen und die Hauptstraße Stuttgart—Tübingen an der Seebrückenmühle auf einer 70 m langen Hochbrücke mit drei Öffnungen. Die Pfeiler dieser drei Brücken haben sämtlich 18,95 m Achsabstand, die Öffnungen sind mit eingespannten Eisenbetonbogen von 15,60 m theoretischer Stützweite und 4,70 m Pfeilhöhe überwölbt. Abb. 1 zeigt eine Öffnung der Hochbrücken mit eingebautem Lehrgerüst. Da die obersten Erdschichten bis zu 3 m Tiefe aus Schlamm bestanden und so ein unmittelbares Absprießen der Lehrgerüste auf dem Geländ nicht möglich war, so wurde eine freitragende Lehrgerüstkonstruktion gewählt. Ferner sollten, um zu sparen, der Aispach- und der Seebrückenmühlviadukt als zweiter Bauteil unter Benutzung der Lehrgerüste des Reichenbachviaduktes ausgeführt werden, die Lehrgerüste waren deshalb so anzuordnen, daß sie möglichst bequem und schnell abgebrochen, transportiert und wieder aufgestellt werden konnten. Für die Lehrgerüstbinder wurde demgemäß — abweichend von der üblichen zimmermannsmäßigen Sprengwerkkonstruktion — ein hölzernes Dreigelenkbogenfachwerk gewählt, das die Öffnung freitragend überspannt und dessen Hälften in sich vollständig abgebunden waren, also einzeln transportiert werden konnten. Beim Aufstellen brauchten also nur die Hälften im Scheitelgelenk verbunden zu werden.

Unter den 4 m br iten Gewölben wurden in Abständen von 1,85 m je drei Binder aufgest llt, die sich in den Kämpfern auf Pfahlwände stützten, die auf die obersten Fundamentabsätze der Pfeiler gesetzt waren. Unter den durchlaufenden Schwellen der Kämpfer wurden auf den Pfahlköpfen die zum Ausrüsten erforderlichen Sandtöpfe angeordnet.

Die Stabkräfte des Dreigelenkfachwerkbogens wurden mit Hilfe der Cremonaschen Kräftepläne ermittelt, einmal für Vollbelastung, das andere Mal für die bei der Lamellenbetonierung auftretende Teilbelastung. Die anfallenden Lasten wurden mit Rücksicht auf die Erschütterungen beim Betonieren mit dem $1\frac{1}{2}$ fachen Gewölbegewicht eingesetzt.

Die Stabquerschnitte wurden unter Einhaltung der zulässigen Spannungen für die Größtwerte der Stabkräfte ermittelt. Die Ober- und Untergurtstäbe und die Schrägstreben wurden ganz in Holz ausgebildet; für den zugleich als Kranzholz dienenden Obergurt wurde der Einfluß der Biegungsspannungen durch die unmittelbare Belastung der Schalung berücksichtigt. Alle Obergurtstäbe bestehen aus zwei Hölzern 8×28 cm, die durch zwei Hölzer 3×28 cm b i guter gegenseitiger Verschraubung ausgefüttert sind; die Untergurtstäbe bestehen aus zwei Hölzern 7×20 cm, die durch 8 cm starke Futterhölzer gegen Ausknicken der Einzelhölzer miteinander verbunden sind. Die Streben erhielten 22×22 cm Querschnitt (reichlich!). Die nur auf Zug beanspruchten Ständer wurden aus Rundeisenstäben von 28 mm Durchm. gebildet und zur Versteifung bei der Montage durch zwei Hölzer 8×16 cm mit den beiden Gurten verstrebt.

Die Durchbildung der Knotenpunkte des Fachwerks im einzelnen ist in statischer Hinsicht außerordentlich klar und konstruktiv vor-

[1)] Nach einem in der Festschrift der Firma Wayss & Freytag veröffentlichten Aufsatze von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Stuttgart, im Einverständnis mit der genannten Firma, der wir auch die Bildstöcke verdank n.

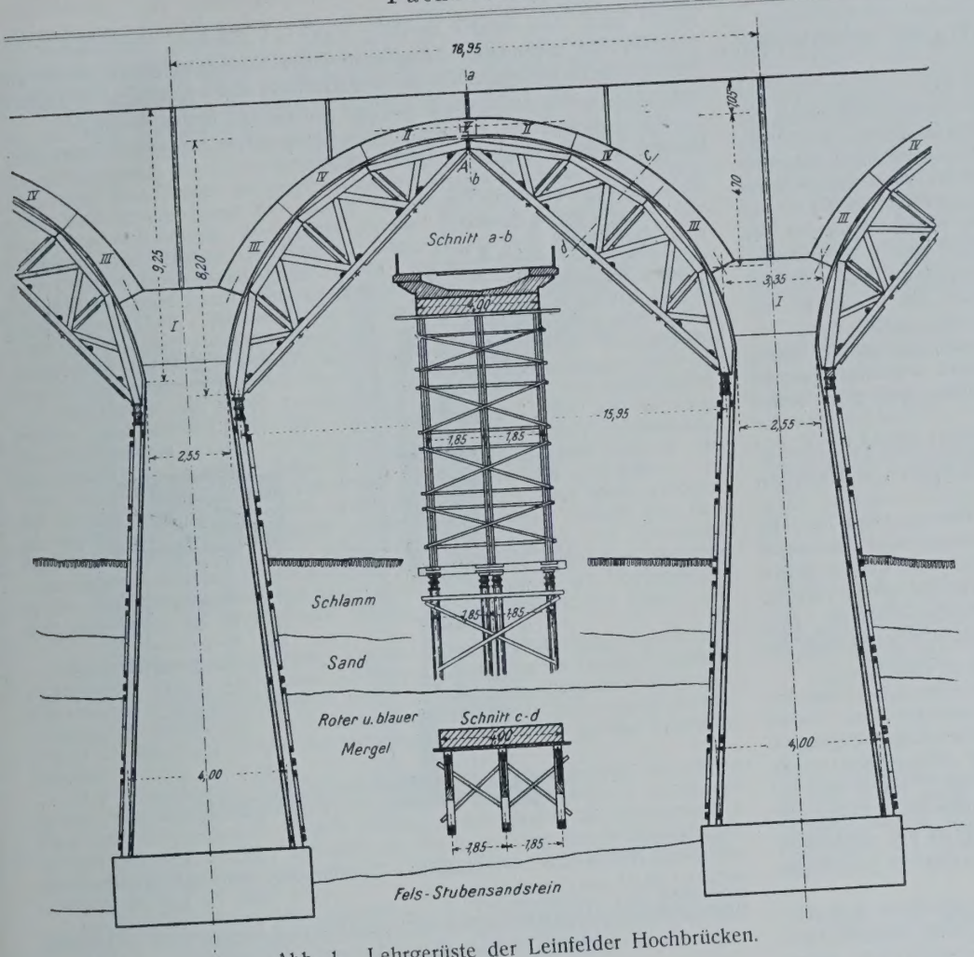


Abb. 1. Lehrgerüste der Leinfelder Hochbrücken.

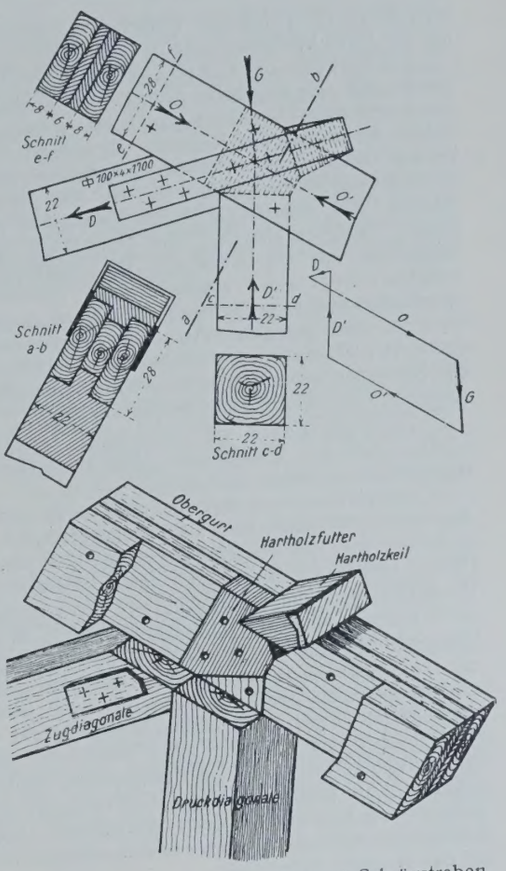


Abb. 3. Obergurtknoten mit zwei Schrägstreben.

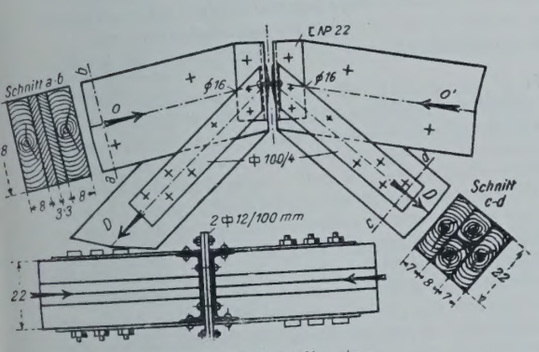
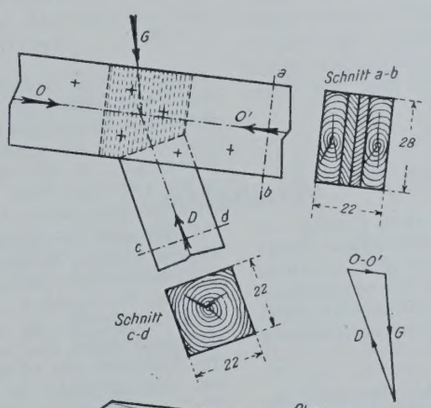
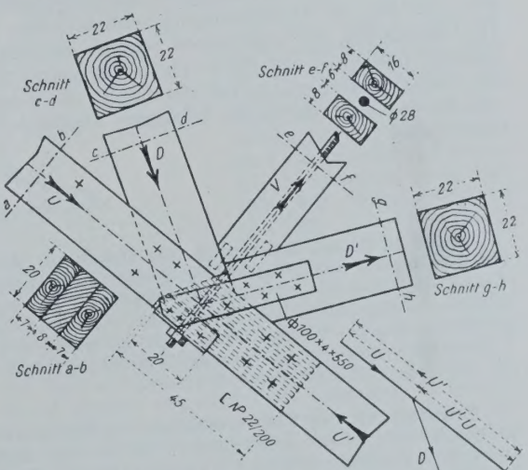


Abb. 2. Scheitelknoten.





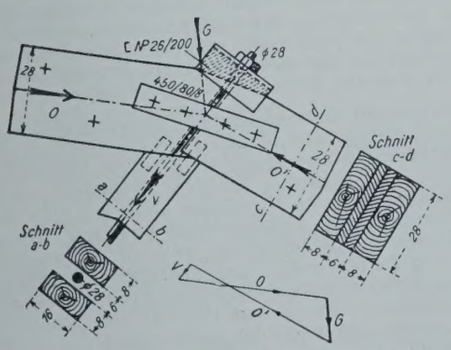


Abb. 5. Obergurtknoten mit einem Ständer.

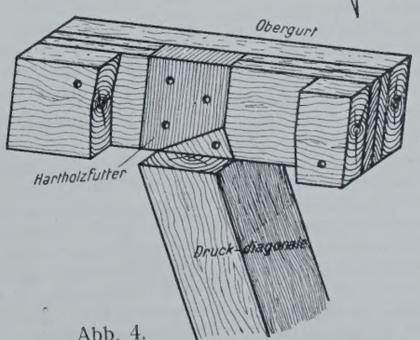


Abb. 4. Obergurtknoten mit einer Schrägstrebe.

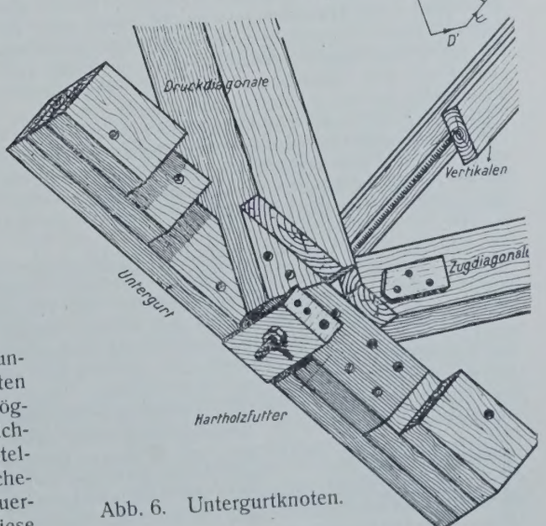


Abb. 6. Untergurtknoten.

trefflich; wir geben sie daher in Abb. 2 bis 7 mit einigen Erläuterungen wieder.

Scheitelknoten (Abb. 2). Die geringe Zugkraft des ersten Untergurtstabes wird durch zwei an den Untergurt mit Schrauben angeschlossene Flacheisen auf ein ⊏-Eisen übertragen, das den zugehörigen ersten Obergurtstab umfaßt und die anfallende Druckkraft in den letzteren überleitet. Das Scheitelgelenk ist durch zwei senkrecht zur Binderebene stehende Flacheisen gebildet, die an dem der jeweiligen Binderhälfte zugehörigen ⊏-Eisen festgenietet und deren gegeneinanderstehende Oberflächen durch flache Abschrägungen ein Arbeiten des Gelenkes ermöglichen. Zur Erleichterung beim Aufstellen und zur Sicherung gegen Querkräfte sind diese Flacheisen beider-

seits durch je zwei Bolzen festgehalten, die später etwas gelöst werden, um die Gelenkwirkung nicht zu behindern.

Obergurtknoten mit Anschluß zweier Schrägstreben (eine Druck- und eine Zugstrebe, Abb. 3). Die Kraftübertragung wird durch ein im Anschlußpunkte eingelegtes 6 cm starkes Hartholzfutter vermittelt, dessen Anordnung das Auftreten ungünstiger Nebenspannungen verhütet. Dieses Futter liegt zwischen den beiden äußeren, über den Knoten durchlaufenden Obergurthölzern. Die Obergurtfutter stoßen dicht an das Hartholz und übertragen in den Stoßflächen den Kräfteunterschied der beiden Obergurtstabkräfte. Die Druckstrebe drückt durch den Zapfen unmittelbar auf das Futterholz. Die Zugstrebe überträgt ihre Zugkraft mittelbar durch einen eingeschobenen Hartholzkeil als Druckkraft auf das Hartholzfutter, während die Kraft auf diesen Keil selbst durch ein über den Keil gezogenes Flacheisen übermittelt wird, das an die Strebe durch vier Schrauben angeschlossen ist. Die Anzahl und die Abstände der Schrauben wurden ermittelt ohne Berücksichtigung der durch festes Anziehen der Muttern auftretenden Reibung.

Obergurtknoten mit Anschluß einer gedrückten Schrägstrebe (Abb. 4). Ebenfalls mit Hilfe eines Hartholzfutters, in ähnlicher, aber einfacherer Weise wie vor.

Obergurtknoten mit Anschluß eines Ständers (Abb. 5). Die Zugkraft des Ständers wird auf den zugehörigen Knotenpunkt übertragen durch ein über den Obergurt gezogenes ⊏-Eisen, das durch einen gegen Gleiten gesicherten Hartholzkeil entsprechend aufgefüttert wird. Die zur Versteifung des Rundeisenstabes der Ständer angeordneten Hölzer sind durch eiserne Dollen im Untergurt gesichert. In diesen Knoten sind die Obergurtstäbe gestoßen, der Stoß ist mit Flacheisen verlascht.

Untergurtknoten (Abb. 6). Der Kräfteunterschied der beiden zusammenstoßenden gedrückten Untergurtstäbe wird auf das 8 cm starke Hartholzfutter durch eine ausreichende Anzahl Schrauben übertragen. Die Zugkraft des Ständers wirkt durch ein den Untergurtstab umschließendes ⊏-Eisen auf den Knotenpunkt; an dieses ⊏-Eisen sind zugleich die zur Weiterleitung der Zugkräfte der gezogenen Schrägstrebe angeordneten Flacheisenbänder angeschlossen. Die Kraft der gedrückten Schrägstrebe wird durch den passend ausgebildeten Zapfen unmittelbar auf das Hartholz abgegeben.

Kämpferknoten (Abb. 7). Ober- und Untergurtstab (beide gedrückt) sind mit Hilfe eines Hartholzfutters zusammengeschlossen, dessen Größe sich aus der zur Kraftübertragung erforderlichen Schraubenzahl ergab. Zur Übertragung des wagerechten Schubes auf die Brückenpfeiler wurde zwischen Lehrgerüst und Pfeiler ein 60 cm langes ⊏-Eisen eingeschoben, das nach der Montage, um satt anzuliegen, mit Beton ausgegossen wurde und dessen Größe durch die zulässigen Pressungen auf Holz und Beton gegeben war.

Von der besonderen Ausbildung eines Kämpfergelenkes wurde abgesehen, da kleine Verdrehungen des Kämpfers ihren Ausgleich in kleinen Bewegungen der Auflagerung auf den Sandtöpfen finden können.

Die beschriebene Anordnung des Lehrgerüstes hat sich bei der Ausführung in jeder Beziehung gut bewährt.

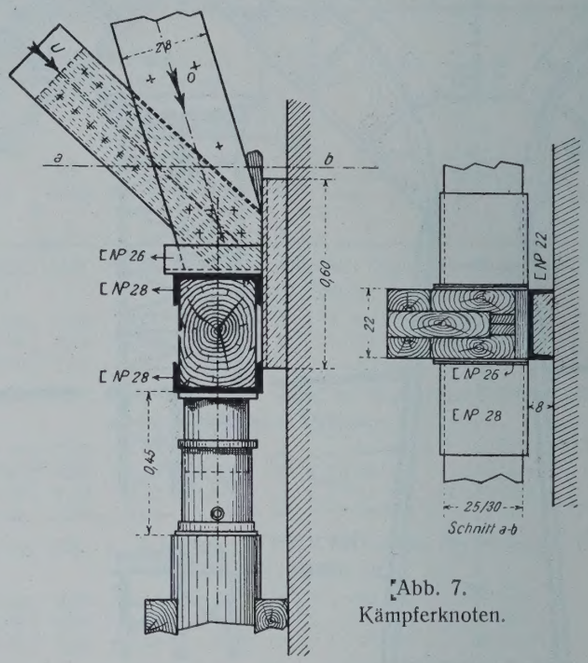


Abb. 7.
Kämpferknoten.

Die rechnerisch erforderliche Überhöhung des Lehrgerüstes im Scheitel setzt sich zusammen aus

dem Einfluß der Zusammendrückung in den Fugen d. Lehrgerüstes = 15,0 mm
" " " elastischen Zusammendrückung des Holzes . . = 10,0 "
" " " Scheitelsenkung d. Gewölbes durch ständige Last = 0,5 "
" " " " " " " Schwinden
und Temperaturabfall . . . . . = 5,1 "
zus. 30,6 mm

Diese rechnerisch ermittelte Zahl ist mit Rücksicht auf weitere Einflüsse um 50 %, also auf rd. 45 mm erhöht worden. Ls.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. April erschienene Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Ingenieur B. Enyedi: Eisenbetonkonstruktionen im Mühlenbau. — Prof. Dr.-Ing. R. Schönhöfer: Die Bedeutung des Weckverfahrens für die Beton- und Kunststeinindustrie. — Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. — 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.

Erweiterung des Fischereihafens in Wesermünde. Wesermünde, der größte deutsche Fischereihafen, ist in den Jahren 1921 bis 1925 wesentlich erweitert worden. Die alte, bisher offene Einfahrt ist nach der „Ind.- u. Handelsztg." geschlossen und ein neuer Zugang in Gestalt einer doppelten Schleusenanlage geschaffen worden. Zugleich ist ein 10 km langer Seedeich gebaut worden, der nicht nur den alten Hafen vor den Sturmfluten, die fast in jedem Winter großen Schaden angerichtet haben, schützt, sondern auch ein neues, für Hafenanlagen geeignetes Gebiet von 570 ha Größe von der Weser abschließt. Weitere 1200 ha Landes, die nur teilweise durch Sommerdeiche geschützt waren, werden durch die neue Winterbedeichung in ihrem landwirtschaftlichen Ertrage völlig gesichert. Im Zusammenhang mit der Neueindeichung ist auch die Entwässerung von 40000 ha Binnenland verändert und verbessert worden.

Die bis Ende 1925 fertiggestellten Hauptanlagen bilden die Grundlage für den inneren Ausbau des Hafens, mit dem wegen der beschränkten Mittel bisher noch nicht begonnen wurde. Die Hemmungen, die der alte überlastete Hafen der Fischerei bereitet, müssen jedoch schleunigst beseitigt werden, und es muß ihr im neuen Hafen Gelegenheit gegeben werden, sich auszudehnen und wirtschaftlicher zu arbeiten als bisher. Daher hat die preußische Staatsregierung dem Landtage einen Gesetzentwurf über den ersten inneren Ausbau des Hafens zugehen lassen, wodurch Mittel angefordert werden für die Ausbaggerung eines neuen Hafenbeckens von 1200 m Länge, die Aufhöhung und teilweise Befestigung der Ufer, die Errichtung einer 390 m langen Versteigerungs- und Packhalle und eines 140 m langen Heringschuppens, die Herstellung einer Kohlen-Umschlageinrichtung für die Bebunkerung der Fischdampfer und für die zugehörigen Gleis- und Straßenanlagen.

Auf dem neu gewonnenen Hafengelände können später nach Bedarf weitere Anlagen für die Fischerei und alle mit ihr verbundenen Gewerbe errichtet werden. Der größte, dem neuen Fischereihafen gegenüberliegende Teil des Hafengebiets ist jedoch für großindustrielle Besiedlung bestimmt, insbesondere für die ungünstig gelegene heimische Werft-, Holz- und Mühlenindustrie, aber auch für fremde Industrien, die seeschifftiefe Wasserlage brauchen und in Wesermünde als Endpunkt der großen Seeschiffahrt und Anfangspunkt der Binnenschiffahrt eine günstige Niederlassungsmöglichkeit finden. Die Aufschließung des Industriegeländes mit Stichbecken, Gleisen und Straßen soll jedoch erst stattfinden, wenn die wirtschaftliche Lage sich gebessert hat und eine baldige Inanspruchnahme der bereitgestellten Flächen zu erwarten ist.[1])

Schutzbauten für Helgoland sind bekanntlich dringend notwendig geworden. Über die jetzt wieder neu aufgenommenen Uferschutzbauten macht Regierungsbaurat Mannsdorf in „Reclams Universum" folgende Mitteilungen. Der rote Sandstein, aus dem Helgoland besteht, ist ein verhältnismäßig weicher Stein, auf den das Meer mit Ebbe und Flut und die natürlichen Niederschläge verhängnisvoll einwirken. Infolge der vorherrschenden südwestlichen Windrichtung wird die Südwestseite des Felsfußes besonders von der Meeresbrandung angegriffen; der Felsen wird entsprechend der verschiedenen Widerstandsfähigkeit vom Hochwasser ausgewaschen, dadurch entstehen Spalten und Höhlen, und schließlich bleiben noch Vorsprünge, sogen. „Hörner", die die Brandung von beiden Seiten annagt; zuletzt bleibt nur noch ein Einzelfelsen stehen. Die „Hörner" stürzen auch häufig zusammen. Die Ackerkrume des Oberlandes nimmt fast alle Niederschläge in sich auf und läßt sie auf den darunterliegenden Felsen durchsickern. Dadurch löst das Regenwasser die weichen Felsbestandteile auf; in strengen Wintern gefriert es, wobei es sich bekanntlich ausdehnt, und wirkt dann sprengend. So werden auch an der Nordostseite Felsabstürze herbeigeführt. Seitdem Helgoland 1890 aus englischem in deutschen Besitz überging, sind umfangreiche Untersuchungen angestellt worden, wie man der allmählichen Zerstörung des Felsens begegnen kann. Die preußische Wasserbauverwaltung führte auf der Mitte

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1926, Heft 12, S. 172, Dr.-Ing. Lohmeyer, Ausbau der preußischen Seehäfen.

der Südwestseite zunächst vor einer größeren Lücke eine etwa 160 m lange Versuchsmauer, die „Preußenmauer", auf. Die dabei gesammelten Erfahrungen führten dann zu dem Entwurf der „Uferschutzmauer" auf der Südwestseite, die im Jahre 1912 begonnen wurde, im August 1914 bis zu einer Ausdehnung von rd. 950 m gediehen war, danach aber unvollendet liegen blieb. Erst jetzt hat man mit der Fortführung der Mauer begonnen. Ihr Zweck ist nur, die Meeresbrandung von dem Felsfuß abzuhalten und diesen so gegen weitere Unterwaschungen zu schützen. Auch nach Fertigstellung der Mauer werden auf der Südwestseite noch Felsstürze vorkommen, aber diese werden dann zwischen Mauer und Felshang eine schräge Geröllhalde bilden, deren Fuß eben durch die Mauer gegen Fortwaschen gesichert ist. An der Nordostseite hatte man sich bisher darauf beschränkt, vorhandene Höhlen und Spalten mit Inselgeröll auszufüllen. Als aber im Frühjahr 1925 erhebliche Felsmassen nahe der Ortschaft zusammenbrachen, wurde der Bevölkerung die Gefahr unmittelbar vor Augen geführt, und man will jetzt für die Nordostseite eine Schutzmauer in gleicher Bauart wie auf der Südwestseite aufführen.

Die östlich der Insel vorliegende Düne, die für den Badebetrieb wichtig ist, entstand erst nach der Sturmflut von 1720; sie ist dann unaufhaltsam bis auf den heutigen Umfang von etwa 11,40 ha zusammengeschmolzen. Zu ihrem Schutze wurden nach 1895 acht Buhnen ins Meer hinausgebaut, die zur Erhaltung der Düne beigetragen haben. In der Kriegs- und Nachkriegszeit haben diese Buhnen aber stark gelitten, sie werden erst seit zwei Jahren wieder instandgesetzt. Durch den Bau des Marinehafens und nach seiner durch das Diktat von Versailles erzwungenen Zerstörung durch die auf dem Grunde liegenden Trümmer ist die Südwestseite der Düne jetzt besser geschützt als die Nordostseite, und von dieser aus besteht jetzt Gefahr für den Bestand der Düne.

Neue Talsperre in Bayern. Von der „Kraftwerk am Höllenstein A.-G." in Straubing wurde vor kurzem am Schwarzen Regen im Bezirk Viechtach (Bayerischer Wald) ein Kraftwerk vollendet und dem Betriebe übergeben. Dieses neue Kraftwerk, das in den Jahren 1924 und 1925 erbaut wurde, besitzt in der 16 m hohen Betonstaumauer zurzeit die größte Talsperre Bayerns.

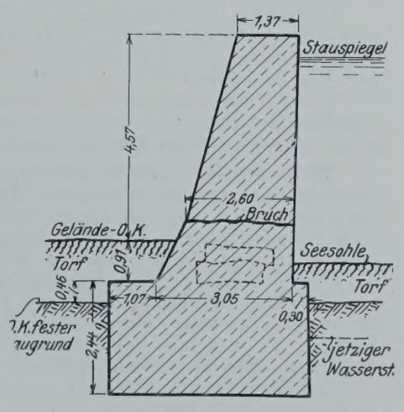
Das Einzugsgebiet des Schwarzen Regens beträgt an der Sperrstelle 98 km², die Niederschlaghöhe 1135 mm. Als Abflußkoeffizient wurde der Wert von 55 % ermittelt. Durch die Staumauer konnte der Wasserspiegel so weit gehohen werden, daß sich mit der Absenkung des Wasserspiegels unterhalb der Staumauer ein mittleres Nutzgefälle von 12 m ergibt. Die Leistung beträgt rd. 3000 kW.

In dem Kraftwerk sind eingebaut: 3 Francisturbinen mit stehender Welle, $n = 250$, Aufschlagwassermenge 10 m³/Sek., Einzelleistung 1340 PS; 3 Drehstrom-Schirmgeneratoren mit unmittelbar gekuppelter Erregermaschine und 3 Öltransformatoren.

Das Kraftwerk am Höllenstein liefert Strom an die Stadt Straubing und an die Niederbayerischen Überlandwerke. F. F.

Die Staumauer-Brüche bei Dolgarrog in Wales. Der Staudamm bei Dolgarrog in der englischen Grafschaft Wales, etwa 4,8 km von der Stadt entfernt und rd. 360 m hoch in den Bergen gelegen, brach am Abend des 2. November 1925 infolge von Unterspülung des das Bauwerk tragenden Lehmbodens. Das Wasser strömte durch die so entstandene weite Öffnung, überschwemmte einen näher bei der Stadt und etwa 270 m höher als diese gelegenen Erddamm und brachte auch ihn fast augenblicklich zum Bruch, so daß etwa 44800 m³ Schutt und Geröll mit sich reißende Wassermassen in der Stadt umfangreichen Sachschaden und mangels rechtzeitiger Warnung leider auch den Tod von 16 Personen verursachten.

Nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 7. Januar 1926 und nach der beigegebenen Abbildung handelt es sich bei dem ersterwähnten, am Eigiau-See gelegenen und nach diesem benannten Bauwerk um eine 990 m lange Stampfbetonmauer von 6 m größter Höhe über Geländeoberkante mit einer niedrigeren, 395 m langen Anschlußmauer auf einer Seite, die im Jahre 1905 begonnen, jedoch nach einer Pause von 2 bis 3 Jahren erst 1910/11 vollendet wurden. Der zweite Damm heißt nach dem dabei gelegenen Coedty-See und bestand aus Erdschüttung mit Betonkern.

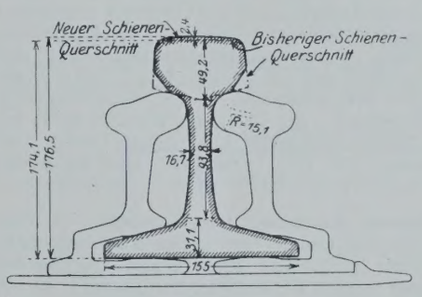


Während das Versagen der letzteren Stauanlage offenbar auf die einem so plötzlichen Wasserandrang nicht gewachsenen Ablauf- und Entleerungsvorrichtungen zurückzuführen ist, sind die Ursachen für den Bruch der ersteren vor allem in der bereits erwähnten Unterspülung der Fundamente zu suchen. Bemerkenswerterweise fand diese an der Stelle statt, wo sich nach mehrjähriger Unterbrechung der zweite Arbeitsabschnitt bei einer Gesamthöhe der Mauer von nur 4,5 m über Geländeoberkante an den alten anschloß, wobei sich eine Bresche von etwa 9 m Länge und 3 m Höhe bildete, die auch Teile des Betonmauerwerkes umfaßte. Der feste Boden besteht aus Gletscherablagerungen harten blauen Tons, vermengt mit Granitblöcken, und liegt unter einer 0,60 bis 0,90 m starken Torflage.

Die Mauerfundamente sollen nach dem Entwurf etwa 1,80 m unter Oberkante Tonschicht reichen; zufolge sachverständiger Besichtigung und auch nach dem gerichtlichen Gutachten reichen sie jedoch an der Unfallstelle nur etwa 45 cm in den tragfähigen Baugrund, und zwar handelt es sich bei dieser völlig unzureichenden Gründung noch um den ersten Bauabschnitt. Daneben sind weitere, erhebliche Kunstfehler festgestellt worden: In den sehr geringwertigen Beton waren — wie in der Abbildung angedeutet — Steinblöcke eingebettet; an der Unfallstelle sind einige davon losgerissen und zeigen an ihrer Oberfläche auch nicht die leiseste Spur haftenden Betons. Der vom Gericht bestellte Gutachter ist denn auch zu dem Schluß gekommen, daß es sich um einen strafbaren Verstoß von zunächst noch nicht ermittelter Seite handelt, und das Gericht hat vor Inangriffnahme von Wiederherstellungsarbeiten die weitere Untersuchung der stehengebliebenen Mauerteile beschlossen. Ki.

Amerikanische Eisenbahnschienen. Die Vereinigung der amerikanischen Eisenbahningenieure hat neue Vorschriften für die Lieferung von Eisenbahnschienen aufgestellt. Am bemerkenswertesten ist die Neuerung, daß als Regellänge für die Schienen nunmehr 39 Fuß (11,9 m) zu gelten hat, während bisher im allgemeinen Schienen von 30 und 33 Fuß (9,15 m und 10 m) Länge verwendet wurden. Das auch in Europa bewährte Maß von 12 m für die Schienenlänge verschafft sich also auch in den Vereinigten Staaten, an das Fußmaß angepaßt, Eingang. Es ist in Aussicht genommen, später zu Schienenlängen von 45 Fuß (13,7 m) überzugehen. In England ist die Regellänge 40 Fuß (12,2 m), einige Eisenbahnen verwenden auch Schienen von 60 Fuß (18,3 m) Länge; dieses Maß dürfte aber etwas unhandlich sein, wenn auch der Vorteil größerer Länge, der in der Verminderung der Zahl der Schienenstöße besteht, nicht unterschätzt werden soll. Es dürfte richtig sein, gewisse Schwierigkeiten beim Einbauen der Schienen in Kauf zu nehmen, wenn dadurch ein dauernder Vorteil im Betrieb und in der Unterhaltung der Gleise gewonnen wird.

Der zulässige Kohlenstoffgehalt des Stahls für die Schienen ist erhöht worden, um größere Zugfestigkeit und Härte zu erreichen; über den Gehalt an Phosphor und Schwefel ist trotz ihres Einflusses auf die Sprödigkeit des Stahls in den neuen Vorschriften ebensowenig etwas gesagt wie in den alten. Als Herstellungsverfahren ist die Gewinnung des Stahls im Siemens-Martin-Ofen vorgeschrieben. Im übrigen verfolgen die neuen Vorschriften das Ziel, die Herstellung der Schienen zu verbilligen, und sie nehmen dafür in den Kauf, daß mit dem hohen Kohlenstoffgehalt, der zugelassen ist, und dem Fehlen einer oberen Grenze für den Gehalt an Phosphor und Schwefel gewisse Gefahren verbunden sind.



Zugleich kommt aus den Vereinigten Staaten die Nachricht, daß man dort eine neue Schienenform einführt, die von den bisher üblichen grundsätzlich abweicht. Man hat bei ihr, wie die aus dem Organ f. d. Fortschritte d. E.-W. 1926, Heft 4 entnommene Abbildung zeigt, die Anlagefläche der Laschen mehr nach innen, an den Übergang vom Kopf zum Steg, verlegt. Dadurch ist dort, wo die schräge Unterfläche des Kopfes in dessen senkrechte Seitenfläche übergeht, eine freie Stelle entstanden, und man hat an dieser Stelle sozusagen die Ecke, die schon vorher abgerundet war, noch weiter durch eine etwa unter 45° geneigte Schrägfläche verbrochen. Den dadurch gewonnenen Stahl hat man auf den Kopf aufgelegt, also an einer Stelle untergebracht, wo er sowohl statisch wirksamer als auch für die Abnutzung wertvoller ist. Bei einer Schiene von 59 kg/m Gewicht, die im übrigen der alten Form entspricht, ist dadurch die Höhe um 2,4 mm vergrößert worden, wobei das alte Gewicht beibehalten ist. Der neue Querschnitt hat den Vorteil, daß er leichter gewalzt werden kann, und infolgedessen wird auch das Gefüge des Stahls verbessert. Die größere Höhe des Kopfes gewährleistet infolge der größeren zulässigen Abnutzung eine verlängerte Lebensdauer der Schiene. Eine Eisenbahngesellschaft hat 10000 t Schienen des neuen Querschnitts bestellt, um mit ihnen einen Versuch anzustellen. Wkk.

Über eine neue Stahlsorte, die besonders widerstandsfähig gegen Angriffe durch Rost ist, berichtet die amerikanische Zeitschrift „Mech. Eng." im Novemberheft 1925. Es handelt sich um einen kupferhaltigen Stahl. Die Pennsylvania Railroad Company hat in ihrem Laboratorium eingehende Versuche mit dieser neuen Stahlsorte angestellt. Es wurde eine große Anzahl von durch Anstrich nicht geschützten Versuchsplatten Nr. 22 gewöhnlichen Stahles und der neuen Stahllegierung gleichmäßig und unmittelbar der atmosphärischen Witterung ausgesetzt. Nach 16 Monaten waren die gewöhnlichen Stahlplatten an vielen Stellen, vorwiegend an den Rändern, durchgerostet, während die kupferhaltigen Platten kaum wahrnehmbare Angriffe, also nur Rostspuren zeigten. Nach 28 Monaten war der Unterschied noch größer. Die gewöhnlichen Stahlplatten waren durchweg vernichtet. Die kupferhaltigen Stahlplatten zeigten dagegen immer noch nur verhältnismäßig geringe Rostschäden. Die durchschnittliche Lebensdauer der kupferhaltigen Platten Nr. 22 wurde zu etwa 49 Monaten festgestellt.

Die Eisenbahngesellschaft hat sich entschlossen, fortan ausschließlich den neuen Stahl für den Bau von Güterwagen zu verwenden. Er kostet zwar 3 Dollar die Tonne mehr als gewöhnlicher Stahl; die Gesellschaft

hat aber ausgerechnet, daß infolge der um etwa 50% längeren Lebensdauer des neuen Werkstoffs an ihrem Park von insgesamt 135 523 Güterwagen voraussichtlich Ersparnisse im Betrage von 1,6 Mill. Dollar im Jahr erzielt werden können. Die Mehrkosten der 135 523 Güterwagen aus Kupferstahl gegenüber dem Bau in gewöhnlichem Stahl betragen etwa 2,5 Mill. Dollar. N. B.

Geplante Fährverbindung zwischen Jütland (Dänemark) und Norwegen. In der „Bautechnik" 1923, Heft 15, S. 150, wurden von mir in einem Aufsatze die günstigen Vorbedingungen für die Schaffung einer abgekürzten Eisenbahnverbindung zwischen Hamburg und Kristiania erörtert. Der Gedanke, der, wie in dem betreffenden Aufsatze zum Ausdruck gebracht wurde, an sich nicht neu war, ist inzwischen in den interessierten Kreisen Dänemarks und Norwegens weiterverfolgt worden, da für eine Fährschiffverbindung zwischen der Nordspitze Jütlands nnd dem südlichen Norwegen in der Tat ein Bedürfnis besteht. Nach überschläglichen Ermittlungen kann man den mutmaßlichen Verkehr zwischen den beiden Ländern an dieser Stelle zu etwa 150 000 t Güter und 50 000 Personen für beide Richtungen und das Jahr annehmen. Die Bewältigung eines solchen Verkehrs würde die Einstellung zweier Fährschiffe notwendig machen, von denen jedes in 24 Stunden mindestens eine Fahrt machen müßte.

Die Erwägungen mit bezug auf die Einrichtung einer solchen Fährschiffverbindung sind bereits so weit gediehen, daß genauere Planungen für die Ausgestaltung der Fahrzeuge ausgearbeitet sind. Die Fähren, die aus Stahl hergestellt gedacht sind, sollen nach diesen Planungen folgende Abmessungen erhalten:

Länge von Bug zu Heck	121,2 m
Größte Breite	16,6 „
Tiefgang	4,6 „
Höhe des Gleisdecks über dem Kiel	6,6 „
Wasserverdrängung	4500 t
Ausnutzbare Gleislänge	180,0 m
Maschinenleistung	6000 PS
Fahrgeschwindigkeit	18 Knoten/Std.
Unterkunftsmöglichkeit für . . .	142 Fahrgäste

Die Fährschiffe erhalten zwei Decke, das obengenannte Gleisdeck und darüber in einer Höhe von 5 m das Hauptdeck, sowie Boden- und Seitentanks für Wasserballasteinnahme. Seitentanks sind notwendig, um damit das Schiff ins Gleichgewicht zu bringen, wenn die eine Schiffseite mit beladenen Güterwagen besetzt ist, während sich auf der anderen Seite unbeladene Wagen befinden. Neben Anlagen zur Verfrachtung von Eisenbahnwagen sollen die Fährschiffe mit Laderäumen unter Gleisdeck ausgerüstet werden, damit sie auch Stückgüter befördern können. Die Überführung von Eisenbahnwagen auf das Schiff ist, wie bei den zwischen Saßnitz und Trelleborg verkehrenden Fährschiffen, nur am Heck gedacht, wodurch die Fahrzeuge ein gefälliges Aussehen bekommen und sich von einem eleganten Personendampfer kaum unterscheiden. Bei der gegenwärtigen recht ungünstigen Wirtschaftslage der beiden in Betracht kommenden Länder wird an die Ausführung der Planung, die recht erhebliche Baukosten verursachen würde, fürs erste wohl nicht geschritten werden. Nils Buer.

Die Eisenbahn Domodossola—Locarno. Die Vorarbeiten für eine Querverbindung zwischen der Simplon- und der Gotthardbahn auf italienisch-schweizerischem Boden gehen bis in das Jahr 1904 zurück, der Bau der Eisenbahn Domodossola—Locarno, auch Centovalli-Bahn genannt, wurde aber erst 1912 begonnen; durch den Krieg zum Erliegen gebracht, wurden die Arbeiten 1920 wieder aufgenommen und vor etwa zwei Jahren vollendet. Der Bau bot nicht nur erhebliche technische Schwierigkeiten, sondern es galt dabei auch, ein reizvolles Landschaftsbild zu schonen. Die Bahn ist fast eine fortlaufende Reihe von Kunstbauten: große und kleine Brücken, Stützmauern und namentlich auf der Schweizer Strecke auch Tunnel reihen sich aneinander.

Die Eisenbahn beginnt in Domodossola auf 270 m Seehöhe, überschreitet das Tal der Ossola, steigt dann im Vigezzo-Tal bis zur Wasserscheide auf 820 m Seehöhe und fällt weiter im Tal des Melezza, das wegen seiner zahlreichen Quertäler den Namen Centovalli führt und auch der neuen Bahn den Namen gegeben hat, bis Camedo an der italienisch-schweizerischen Grenze. In Ponte Brolla mündet sie in die Eisenbahn Locarno—Bignasco ein, die sie auf 5 km Länge begleitet, um mit ihr in Locarno den Anschluß an die Gotthardbahn zu erreichen. 32 km der Strecke liegen auf italienischem, 14 km auf schweizerischem Gebiet; dazu kommen noch die genannten 5 km Ponte Brolla—Locarno.

Die mittlere Steigung der in Meterspur angelegten Strecke beträgt 28‰ (1 : 35) auf der italienischen und ungefähr 20‰ (1 : 50) auf der schweizerischen Seite. Die steilste Neigung ist 60‰ (1 : 16,7). Der kleinste Krümmungshalbmesser ist 50 m. Der Oberbau besteht aus 25 kg/m schweren Schienen.

Auf der italienischen Seite gibt es nur eine eiserne Brücke, nämlich über den Toce bei Domodossola, alle anderen Brücken sind in Stein gebaut, auf der schweizerischen Seite ist das Verhältnis der beiden Bauarten umgekehrt.

Auf der italienischen Seite sind bemerkenswert: die Margologio-Brücke mit drei Bogen von 29 m Lichtweite, die sich 56 m über das Flußbett erhebt, die Antoliva-Brücke mit einer Hauptöffnung von 46 m Lichtweite und vier kleinen Öffnungen von je 6 m mit 50 m Höhe über dem Flußbett, beide in Steigungen, die eine in 1:19, die andere in 1:22 gelegen, und die Melezza-Brücke bei Cutredo, die aus fünf Bogen zu 16 m und einer Öffnung von 12 m besteht.

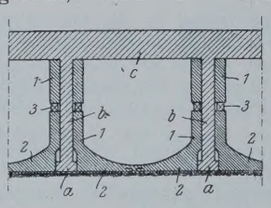
Auf der schweizerischen Seite hat die einzige bedeutende Steinbrücke, diejenige über das Ingiustria-Tal, drei Öffnungen von 25 m und eine Öffnung von 12 m. Wie bei den italienischen Brücken ist ihre große Höhe bemerkenswert: sie erhebt sich bis zu etwa 60 m. Dasselbe gilt auch von den beiden großen eisernen Brücken auf der schweizerischen Seite: die Ruinacci-Brücke liegt etwa 60 m, die Isorno-Brücke sogar 75 m über dem Flußbett. Bei beiden ist die Hauptöffnung mit Dreigelenkbogen, hier von 85,5 m, dort von 58 m Lichtweite überbrückt; beiderseits schließen sich noch Balkenträger von 21 m und 25 m Spannweite an, die über den Endständern der Bogenbrücke einerseits und auf den Landwiderlagern anderseits gestützt sind. Bei beiden Brücken liegt der Mittelteil in der Geraden; hüben und drüben schließen sich Krümmungen von 300 m Halbmesser an, die bereits auf den Trägern über den Seitenöffnungen beginnen. Die Ruinacci-Brücke ist 99 m, die Isorno-Brücke 128 m lang. Die Hauptträger haben oben einen Abstand von 4,166 m von Mitte zu Mitte; sie sind unter 1:8,3 geneigt. Das Pfeilverhältnis beträgt bei der einen Brücke etwa 1:4, bei der anderen etwa 1:6. Bei beiden ist besonderer Wert darauf gelegt worden, sie gut in das Landschaftsbild einzupassen.

Die Eisenbahn wird elektrisch betrieben. Sie erschließt ein Tal, das von etwa 6000 Menschen bewohnt ist, und hat ein Hinterland, in dem weitere 24000 wohnen. In der Zeit ihres Bestehens hat sie sowohl ihre wirtschaftliche Bedeutung erwiesen, als auch gezeigt, daß die kühnen Lösungen der Aufgaben, die ihr Bau gestellt hat, richtig getroffen sind. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Verstärken von Grundmauern, Pfeilern und ähnlichen Bauteilen (Kl. 84c, Nr. 421 110 vom 11. 8. 1923 von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim). Zur Verstärkung der Fundamente *a* und der Pfeiler *b* des Bauwerks werden Pfeilerverstärkungen 1 und Verbreiterungen 2 angebracht und in den Pfeilerverstärkungen Vorrichtungen 3 zur Erzeugung einer künstlichen Spannung, z. B. Wasserdruckpressen eingesetzt; mittels dieser Vorrichtungen wird die in den Pfeilern erzeugte Spannung so geregelt, daß sie jener Belastung entspricht, die nach der Festigkeitsberechnung oder nach einer Messung im Pfeiler diesen beansprucht. Durch die Verschiebung des einen Teils der Pfeilerverstärkung gegen den anderen Teil dieser Verstärkung wird nicht nur letztere unter Spannung gesetzt, sondern die Spannung wird auch auf die Fundamentverstärkung übertragen und hierdurch der Baugrund zusammengedrückt, bis Gleichgewicht hinsichtlich der Spannung in den Verstärkungsbauteilen eingetreten ist. Durch die künstliche Spannung im neuen Bauteil wird dieser auf den neuen Belastungsdruck eingeregelt. Später wird der Zwischenraum zwischen den Pressen mit Baustoff ausgefüllt. Nach Wegnahme der Pressen werden die alten Bauteile mit dem neuen Bauteil endgültig verbunden.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Der Reichsbahnrat Reuleaux, bisher Vorstand des Eisenbahn-Betriebsamts Berlin 6, nahm einen Ruf als ordentlicher Professor für den Lehrstuhl für Eisenbahnwesen an der Technischen Hochschule in Darmstadt an.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Aloys Pieke, Walter Theuerkauf, Walter Roßmann und Ernst Jungk (Wasser- und Straßenbaufach); Gustav Schneevoigt (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Der Geheime Baurat F. A. Gelbcke in Limburg a. d. Lahn, früher Vorstand des E. B. A. daselbst, und der Geheime Baurat H. Toebe in Labes i. Pomm., früher Kreisbauinspektor in Breslau II, sind gestorben.

Württemberg. Ernannt sind im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau: zum Baurat (Bes.-Gr. X) der Bauamtmann Kellermann bei dieser Ministerialabteilung; zu Bauamtmännern die Regierungsbaumeister R. Krack beim Straßen- u. Wasserbauamt Ludwigsburg, E. Hugger beim Straßen- u. Wasserbauamt Kalw und O. Buttersack beim Straßen- u. Wasserbauamt Ellwangen.

Der Bauamtsvorstand Baurat auf gehobener Stelle Wieland in Kalw ist seinem Ansuchen entsprechend an das Bezirksbauamt Eßlingen in Stuttgart versetzt und der Baurat Rapp, Vorstand des Bezirksbauamts Reutlingen, zum Baurat auf gehobener Stelle befördert.

Der Oberbaurat K. Erhardt in Stuttgart, früher Vorstand des Straßen- u. Wasserbauamts Heilbronn, und der Baurat Prof. R. Maurer in Stuttgart, früher Lehrer an der Baugewerkschule daselbst, sind gestorben.

INHALT: Kalksteinschotter zur Straßenunterhaltung. — Die zulässige Belastung des Baugrundes. — Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln. — Das Lehrgerüst der Hochbrücken der Nebenbahn Leinfelden—Waldenbuch. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Erweiterung des Fischereihafens in Wesermünde. — Schutzbauten für Helgoland. — Neue Talsperre in Bayern. — Staumauer-Brüche bei Dolgarrog in Wales. — Amerikanische Eisenbahnschienen. — Neue Stahlsorte. — Geplante Fährverbindung zwischen Jütland (Dänemark) und Norwegen. — Eisenbahn Domodossola—Locarno. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 16. April 1926 — Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

F-Stahl.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

Unter der Überschrift „Ein neuer deutscher Stahl" ist in der „Bautechnik" 1925, Heft 45, S. 631 über den von der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals J. C. Freund & Co., in Charlottenburg (im folgenden kurz Firma Freund genannt) im Boßhardt-Ofen erzeugten Stahl berichtet worden. Den allgemeinen Angaben in der genannten Abhandlung ist noch nachzutragen, daß es sich bei dem F-Stahl um einen hochsilizierten Stahl mit geringem Kohlenstoffgehalt handelt.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft (im folgenden mit D. R. G. bezeichnet) hielt sich als größter Verbraucher von Stahl in ihrem eigenen und im Interesse der deutschen Wirtschaft für verpflichtet, diesem Stahl weiter nachzugehen. Die vom Staatlichen Materialprüfungsamt in Lichterfelde-West und von der Firma Freund durchgeführten Versuche, über die in der genannten Abhandlung berichtet ist, hatten außerdem derartig ausgezeichnete Ergebnisse gehabt, daß die D. R. G. an dem F-Stahl nicht vorübergehen konnte, ohne in den Ruf zu kommen, einer vielverheißenden technischen Neuerung nicht die notwendige Beachtung geschenkt zu haben.

Da sich die neue Erfindung nur durch den Bau größerer Öfen und nur in Verbindung mit einem Walzwerk nutzbringend gestalten läßt, die Firma Freund über kein Walzwerk verfügt und ihre Fabrikanlagen für den Bau größerer Öfen ungeeignet sind, gab die D. R. G. der Firma Freund den Rat, ein größeres Stahl- und Walzwerk für den Bau größerer Boßhardt-Öfen zu gewinnen, und stellte in Aussicht, ein solches Unternehmen durch Hergabe eines Vorschusses nach Kräften zu unterstützen.

Es gelang der Firma Freund, die Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. (in folgendem mit L.H.L.A.G. bezeichnet) für den Bau größerer Boßhardt-Öfen zu interessieren. Es ist wohl selbstverständlich, daß die Stahlwerke der L.H.L.A.G. in Riesa und Gröditz, denen wir den hochwertigen Baustahl St 48 verdanken, mit der allerschärfsten Kritik an den F-Stahl, der mit dem St 48 in Wettbewerb treten wollte, herangingen. Das eingehende Studium des Baues und Betriebes des Boßhardt-Ofens ließ aber bei der L.H.L.A.G. die Überzeugung reifen, daß es sich um eine Erfindung handele, die unter allen Umständen weiterverfolgt werden müsse. Die L.H.L.A.G. erklärte sich daher grundsätzlich bereit, zunächst einen 10-t-Boßhardt-Ofen in ihrem Stahlwerk Gröditz zu bauen. Gerade das Interesse der L.H.L.A.G. an dem F-Stahl bestärkte die D. R. G. in ihrer Absicht, die neue Erfindung nach Kräften zu fördern.

Auf Veranlassung der D. R. G. wurden unter besonderer Aufsicht der L.H.L.A.G. aus den 3-t-Öfen der Firma Freund 29 Blöcke gegossen und im Walzwerk Riesa zu Rundeisen, Winkeleisen, Blechen und Universaleisen ausgewalzt. Diese Walzerzeugnisse wurden dann in der Technischen Hochschule Dresden von den Professoren Dr.-Ing. Gehler und Dr. Schwinning eingehend untersucht. Die Untersuchungen erstreckten sich auf die Feststellung der Streckgrenze, der Bruchfestigkeit, der Scherfestigkeit, des Verhaltens bei dem Kaltbiegeversuch, der Wechselfestigkeit, der Kerbzähigkeit, des Einflusses des Ausglühens, der Schweißbarkeit, der Güte der Niete und auf die Gefügebildung. Der Gehalt der Blöcke an Kohlenstoff schwankte zwischen 0,08 und 0,13 %, der an Silizium zwischen 0,67 und 1,55 %, der an Mangan zwischen 0,42 und 0,56 %, der an Schwefel zwischen 0,024 und 0,038 % und der an Phosphor zwischen 0,023 und 0,051 %.

Durchführung und Ergebnisse der Versuche.

1. Zerreißversuche.

Es wurden 20 Zerreißversuche durchgeführt. Die nachstehende Zusammenstellung 1 enthält die Abmessungen der Proben, den Siliziumgehalt, die Streckgrenze, die Zerreißfestigkeit, die Bruchdehnung, die Einschnürung und Bemerkungen über den Ursprung der Proben.

Die Streckgrenze liegt zwischen 35 und 43,1 kg/mm², die Bruchgrenze zwischen 48,8 und 57,5 kg/mm² und die Bruchdehnung zwischen 20 und 30 %. Der Mittelwert der Streckgrenze beträgt 39,1 kg/mm², der Bruchfestigkeit 52,4 kg/mm² und der Bruchdehnung 25 %. Es ist berechtigt, mit einer Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² und mit einer Mindestbruchdehnung von 22 % zu rechnen, da diese Werte nur in je einem Falle etwas unterschritten werden.

Zusammenstellung 1.

Nr.	Si-Geh. %	Abmessungen mm	F mm²	σ_S kg/mm²	σ_B kg/mm²	δ %	ψ %	Bemerkungen
1	0,67	⌀ 17,1	229	38,3	50,1	30	63	
2	0,67	⌀ 17,1	229	37,1	50,7	25	64	
3	0,91	⌀ 17,1	229	38,4	52,2	26	51	
4	0,91	⌀ 22,1	384	37,8	50,1	25	45	
5	0,91	▭ 32,0 · 9,6	307	36,5	50,0	28	59	aus Bl. 10 mm Lpr.
6	0,91	▭ 32,1 · 9,5	305	35,0	49,2	26	55	aus Bl. 10 mm Qpr.
7	0,94	▭ 31,0 · 8,3	257	41,1	50,8	24	57	aus ⌞ 100 · 50 · 8
8	1,08	⌀ 22,0	380	40,6	53,6	26	46	
9	1,08	⌀ 17,2	232	43,1	57,5	22	54	
10	1,23	⌀ 19,0	283	37,4	52,4	22	43	aus □ 22 abgedreht
11	1,23	▭ 31,1 · 7,3	227	36,6	48,8	26	61	aus ⌞ 65 · 50 · 6
12	1,29	▭ 31,9 · 10,9	348	38,2	53,4	26	59	aus ⌞ 100 · 100 · 10
13	1,38	▭ 32,2 · 11,3	364	42,3	55,7	20	51	aus Univ.-Eisen 230 · 10
14	1,39	▭ 31,7 · 10,0	317	39,8	52,0	24	52	aus Bl. 10 mm Lpr.
15	1,39	▭ 32,1 · 9,8	314	41,4	55,8	22	43	aus Bl. 10 mm Qpr.
16	1,50	⌀ 22,0	380	37,3	52,9	22	32	
17	1,50	⌀ 17,2	232	40,2	53,4	—	49	außerhalb der Meßlänge gerissen
18	1,50	⌀ 17,0	227	41,9	55,8	26	52	
19	1,50	▭ 32,2 · 11,1	358	—	51,6	23	54	aus ⌞ 100 · 100 · 10
20	1,50	▭ 31,9 · 11,0	351	39,7	52,9	26	61	aus ⌞ 100 · 100 · 10

2. Scherversuche.

Die Scherversuche, die an 18 Rundeisen vorgenommen wurden, haben ergeben, daß die Scherfestigkeit ungefähr mit der Streckgrenze zusammenfällt. Die Zusammenstellung 2 enthält die einzelnen Werte.

Zusammenstellung 2.

Nr.	Si-Gehalt %	d mm	F_s mm²	τ_s kg/mm²
1	0,67	17	2 · 227	36,6
2	0,67	17	2 · 227	36,8
3	0,67	17	2 · 227	37,2
4	0,67	17	2 · 227	37,4
5	0,91	17	2 · 227	38,8
6	0,91	17	2 · 227	39,8
7	0,91	21	2 · 346	36,7
8	0,91	21	2 · 346	36,6
9	1,08	17	2 · 227	41,8
10	1,08	17	2 · 227	41,8
11	1,08	21	2 · 346	39,0
12	1,08	21	2 · 346	38,4
13	1,23	20	2 · 314	37,9
14	1,23	20	2 · 314	38,6
15	1,50	17	2 · 227	41,7
16	1,50	17	2 · 227	41,1
17	1,50	21	2 · 346	38,8
18	1,50	21	2 · 346	39,4

3. Kaltbiegeversuche.

Alle Probestäbe ließen sich mit einer einzigen Ausnahme vollständig zusammenbiegen, ohne die geringsten Anrisse zu zeigen. Der Probestab, der beim vollständigen Zusammenbiegen an der Biegestelle riß, war eine Querprobe aus einem Blech, dessen Längsprobe den Anforderungen des Kaltbiegeversuches genügte.

4. Versuche zur Feststellung der Wechselfestigkeit.

Auf die Wechselfestigkeit kann durch den Ausfall von Dauerschlagversuchen im Kruppschen Dauerschlagwerk geschlossen werden. Es wurden deshalb solche Versuche durchgeführt. Beim F-Stahl wurde der Mittelwert der Schlagzahlen bis zum Bruch zu 24 200 festgestellt, während dieser Wert beim St 48 zu 14 800 ermittelt wurde. Die Wechselfestigkeit des F-Stahles liegt also wesentlich höher als bei St 48. Die Wechselfestigkeit ist abhängig von der Streckgrenze und der Bruchfestigkeit, die

Zähigkeit hat keinen Einfluß auf sie; sie kann aus der Stribeckschen Formel:

$$\text{Wechselfestigkeit} = 0{,}57\,\frac{\sigma_S + \sigma_B}{2}$$

errechnet werden. Hiernach ergeben sich, wenn die so errechnete Wechselfestigkeit des St 37 = 1 gesetzt wird, die Wechselfestigkeit des St 48 zu 1,3 und die des F-Stahles zu 1,5. Auch nach der Rechnung ist also die Wechselfestigkeit für F-Stahl wesentlich höher als für St 48 und St 37.

5. Kerbzähigkeitsversuche.

Da die Kerbzähigkeit bei manchen Stahlsorten von der Temperatur nicht unwesentlich beeinflußt wird, so wurden die Kerbschlagversuche bei Temperaturen von + 300° bis — 70° durchgeführt. Die Versuche haben gezeigt, daß die Kerbzähigkeit des F-Stahles bei allen Temperaturen weit über der des St 48 liegt und bei hohen Temperaturen sogar die des St 37 übertrifft.

6. Ausglühversuche.

Zerreiß- und Kerbschlagversuche mit ausgeglühtem F-Stahl haben gezeigt, daß eine zweckmäßig durchgeführte Glühung den F-Stahl nicht schädigt. Eine Glühung bei 630° mindert die Streckgrenze und Bruchfestigkeit nicht. Durch Glühungen bei 860° wird der F-Stahl, wie auch anderer gewalzter Stahl, weicher; seine Streckgrenze und Bruchfestigkeit nehmen ab, aber prozentual nicht mehr als bei St 48. Der Abnahme der Streckgrenze und Bruchfestigkeit entspricht eine Zunahme der Zähigkeit. Dreistündige Glühungen bei hohen Temperaturen von 900 bis 1100° haben ebenfalls keine Schädigung des F-Stahls, sondern nur ein weiteres Sinken der Festigkeit in normalen Grenzen unter gleichzeitiger Erhöhung der Zähigkeit gezeitigt. Ein Zerfall des Perlits unter Temperkohlebildung ist in keinem Fall beobachtet worden.

7. Schweißversuche.

Die Versuche mit geschweißtem F-Stahl haben ergeben, daß sich dieser Stahl hinsichtlich des Schweißens ungefähr ebenso verhält wie St 48. Die Widerstandsschweißung ergibt bessere Schweißstellen als die elektrische Lichtbogenschweißung.

8. Nietversuche.

Diese Versuche erstreckten sich auf Feststellung der Scherfestigkeit

a) der Rundeisen, aus denen die Niete gefertigt werden sollten,
b) der ungeschlagenen Niete,
c) der geschlagenen Niete in den Bauteilen

und auf die Beobachtung der Nietköpfe.

Dabei wurde die schon bekannte Tatsache bestätigt gefunden, daß die Scherfestigkeit mit der Verarbeitung des Nietbaustoffes zunimmt. Die Scherfestigkeit des geschlagenen Nietes liegt bis 19 % höher als die des Rundeisens, aus dem der Niet gefertigt ist (vergl. Nr. 2, Scherversuche). Die Nietköpfe ließen sich leicht bilden und zeigten auch nach den Versuchen keinerlei Schäden.

9. Gefügeuntersuchungen.

Diese Untersuchungen haben ergeben, daß der F-Stahl im allgemeinen etwas mehr sehr kleine Einschlüsse als St 48 aufweist. Diese Einschlüsse sind in der Walzrichtung gestreckt, also Schlackenteilchen, die in der Walzhitze plastisch geworden sind. Ein Mangel kann in dem Auftreten dieser kleinen Einschlüsse bei einem solch zähen Stahl wie dem F-Stahl nicht gesehen werden. Bei höherem Siliziumgehalt nimmt die Menge der kleinen Einschlüsse zu, auch treten neben den in der Walzrichtung gestreckten Einschlüssen kugelige, nicht gestreckte Einschlüsse auf. Diese Feststellung weist darauf hin, daß es sich empfiehlt, den Siliziumgehalt nicht über 1 % zu wählen. Tiefätzungen haben erwiesen, daß F-Stahl dichter als St 37 und St 48 ist.

Ein mit einem kleineren Fachwerkträger aus F-Stahl von rd. 9 m Stützweite in der Technischen Hochschule in Dresden durchgeführter Bruchversuch bestätigte die Erwartungen, die man hinsichtlich seiner Tragfähigkeit hatte.

Wenn diese eingehenden Versuche auch nicht die glänzenden Ergebnisse hinsichtlich der Streckgrenze und Bruchdehnung wie die in der obengenannten Abhandlung mitgeteilten gehabt haben, so haben sie doch die große technische Überlegenheit des F-Stahls über den St 48 und seine vorzügliche Eignung als Baustoff für eiserne Brücken erwiesen. Aller Wahrscheinlichkeit nach wird der Preis für den im 10-t-Boßhardt-Ofen erzeugten F-Stahl in der Höhe liegen, daß die aus diesem Stahl hergestellten Brücken erheblich billiger als Brücken aus St 48 werden. Mit dieser Aussicht ist auch die Hoffnung verknüpft, daß sich aus dem 10-t-Boßhardt-Ofen unter der sachkundigen Leitung eines erfahrenen Stahlwerkes ein noch besserer Stahl herausholen läßt als der, der den beschriebenen Versuchen zugrunde lag. Diese Tatsachen und Überlegungen haben die L. H. L. A. G. in ihrer Absicht bestärkt, in ihrem Stahlwerk Gröditz mit Hilfe der D. R. G. einen 10-t-Boßhardt-Ofen zu bauen.

Der Ruf von dem neuen Stahl hat, wie es natürlich war, bei den Hüttenwerken das eifrige Bestreben wachgerufen, im Siemens-Martin-Ofen oder in der Thomasbirne einen Stahl von der Zusammensetzung und von den guten Eigenschaften des F-Stahls zu erzeugen. Ob dies überhaupt möglich ist und ob es mit wirtschaftlichem Erfolg möglich ist, das wird die Zukunft zeigen. Auch die Stahlwerke Gröditz und Riesa der L.H.L.A.G. sind in dieser Richtung eifrig tätig.

Nach reiflicher Überlegung hat sich die D. R. G. entschlossen, den Bau eines 10-t-Boßhardt-Ofens beim Stahlwerk Gröditz der L.H.L.A.G. durch Zahlung eines Vorschusses, der durch Lieferungen in F-Stahl amortisiert werden muß, zu unterstützen. Der aus diesem Ofen zu liefernde F-Stahl muß eine Bruchfestigkeit von 48 bis 58 kg/mm², eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² und eine Mindestbruchdehnung von 22 % besitzen. Kaltbiegeproben müssen sich vollständig zusammenbiegen lassen, ohne die geringsten Anrisse zu zeigen.

Es steht zu erwarten, daß der 10-t-Ofen im Laufe des Sommers in Betrieb kommt. Die D.R.G. wird dann sofort mit dem Bau von eisernen Brücken in F-Stahl vorgehen.

Erst der Betrieb des 10-t-Boßhardt-Ofens und die weiteren Versuche, im Siemens-Martin-Ofen oder in der Thomasbirne einen gleichwertigen Siliziumstahl zu erzeugen, werden zeigen, ob die Erzeugung eines Stahles von den Eigenschaften des F-Stahles an den Boßhardt-Ofen gebunden ist, oder ob ein solcher Stahl auch im Siemens-Martin-Ofen oder in der Thomasbirne hergestellt werden kann, und, falls die Versuche die zweite Frage bejahen, welches Verfahren das wirtschaftlichere ist.

Wie die weitere Entwicklung des Siliziumstahles auch ausfallen mag, eines ist gewiß: die Bemühungen um den F-Stahl haben das Bestreben, der deutschen Wirtschaft einen hochwertigen Siliziumstahl zu schaffen, ausgelöst, und die deutsche Wirtschaft wird aller Voraussicht nach in kurzer Zeit über einen hochwertigen Siliziumstahl verfügen, mit dem sich noch wirtschaftlichere Eisenbauten herstellen lassen als mit St 48.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Saaletalsperre bei Hohenwarte.

Von Regierungsbaurat **O. Salfeld**, Saalfeld a. d. S.

Zur Verbindung des Weser-Elbe-Kanals mit dem mitteldeutschen Wirtschaftsgebiet ist geplant, die Elbe und die Saale bis in die Gegend von Kreypau zu benutzen, um einen Anschlußkanal nach Leipzig zu ermöglichen. Die Benutzung der Elbe vom Kanalabstieg unterhalb Magdeburgs bis zur Saalemündung für einen ständigen Kanalschiffsverkehr setzt verschärften Ausbau dieser Elbestrecke und Zuschußwasser aus Talsperrenbecken zu Niedrigwasserzeiten in der Elbe voraus. Hierzu sollen die im oberen Saaletal zum Ausbau der Wasserkräfte geplanten Talsperren herangezogen werden. Die Sperrmauer einer dieser Talsperren liegt bei Hohenwarte, rd. 17 km oberhalb Saalfeld. Der Entwurf ist im Auftrage des Reichsverkehrsministeriums von dem der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg unterstellten Talsperrenneubauamt Saalfeld a. d. S. bearbeitet. Die Planunterlagen für die Hohenwarter Talsperre sind den zuständigen Behörden zur Planfeststellung vorgelegt. Von allgemeinem Belang werden einige Angaben aus dem Entwurf für die Saaletalsperre bei Hohenwarte sein.

Der Oberlauf der Saale reicht von der Quelle am Nordwestrande des Fichtelgebirges bis zur Einmündung der Loquitz bei Eichicht. Bei 145 km Länge hat die obere Saale ein Niederschlagsgebiet von rd. 1656 km². Sie hat sich von Hof an in der Durchbruchstrecke durch die große ostthüringische Hauptfalte in ein immer tiefer einschneidendes und vielfach gewundenes Tal eingegrab n. Das Hohenwarter Talsperrengebiet reicht flußaufwärts bis zur Stadt Ziegenrück. Es liegt in der Kulmformation, dem Ober- und Unterkulm. Grauwacke- und Tonschieferschichten wechseln in vielfacher Folge miteinander ab. Hohe Steilhänge, die fast durchweg mit Nadelwald bedeckt sind, begrenzen die meist schmale Talsohle. Hochaufragende Felsklippen am Fuße der Hänge treten oft bis an den Fluß heran und versperren bald auf dem linken, bald auf dem rechten Flußufer den Durchgang. Auch die wenigen Seitentäler sind tief in das Gebirge eingefressen. Wenig Platz ist für Wiesen, Ackerflächen und für menschliche Siedlungen vorhanden.

Zwischen dem Quitschen und dem Tannberg, hart oberhalb des Dorfes Hohenwarte, liegt die Engstelle, die für die Sperrmauer ausersehen ist. Die Sperrstelle liegt rd. 5 km oberhalb der Einmündung der Loquitz bei Eichicht, wo die Hauptbahn Berlin—München das Saaletal verläßt, um im Loquitztal aufwärts den Kamm des Thüringer Waldes zu erreichen. Die Höhenlage des Stauspiegels im Hohenwarter Talsperrenbecken wird durch die am oberen Ende liegende Stadt Ziegenrück bedingt. 190 Mill. m³ Wasser werden in diesem Sammelbecken aufgespeichert. Bei 1648 km² Niederschlagsgebiet beträgt für die Jahresreihe 1905 bis 1920 der durchschnittliche Jahreszufluß 525 Mill. m³. Der größte Jahreszufluß betrug während dieser Jahresreihe 660 Mill. m³, der kleinste 312 Mill. m³. Von

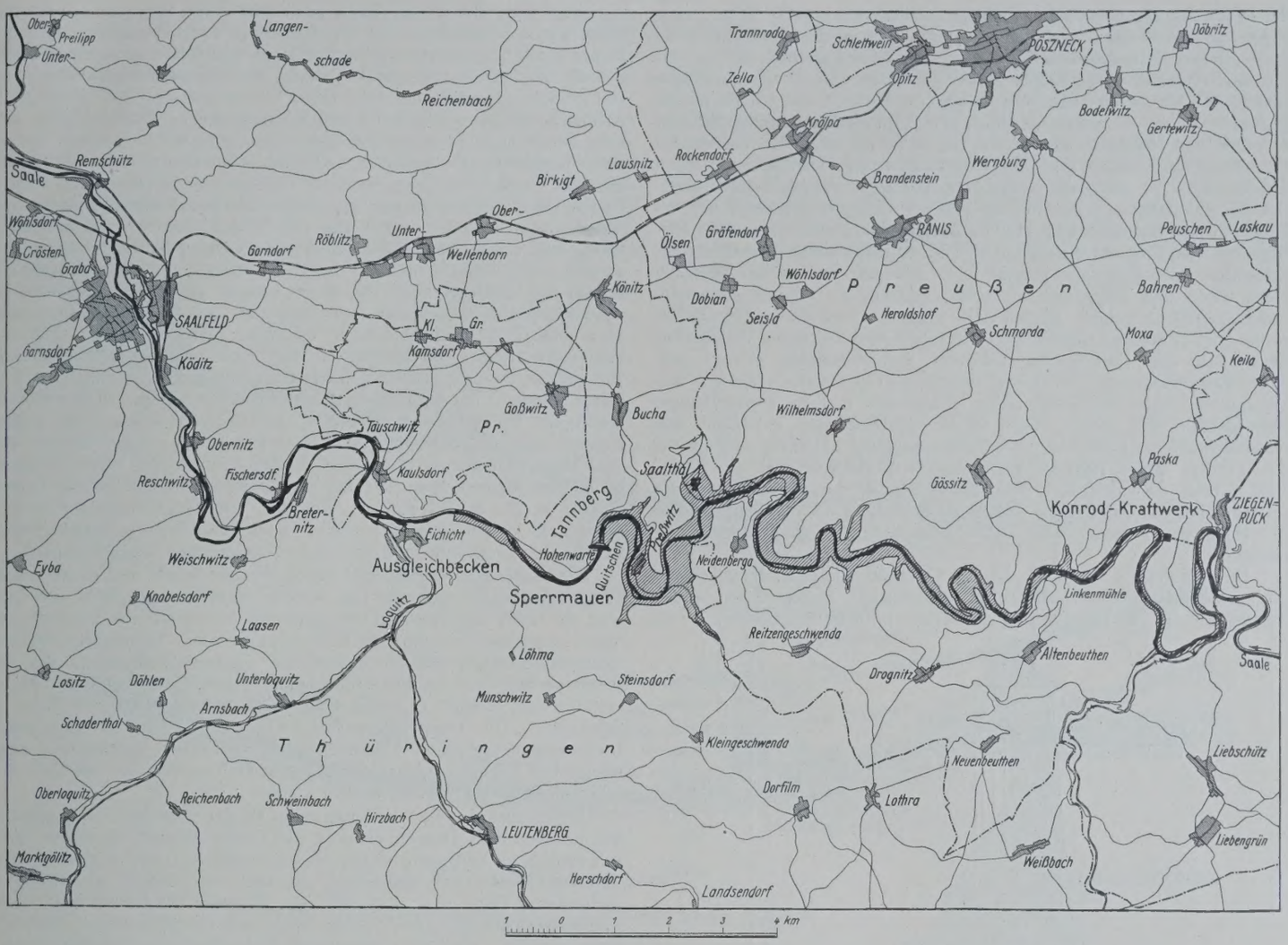


Abb. 1. Lageplan.

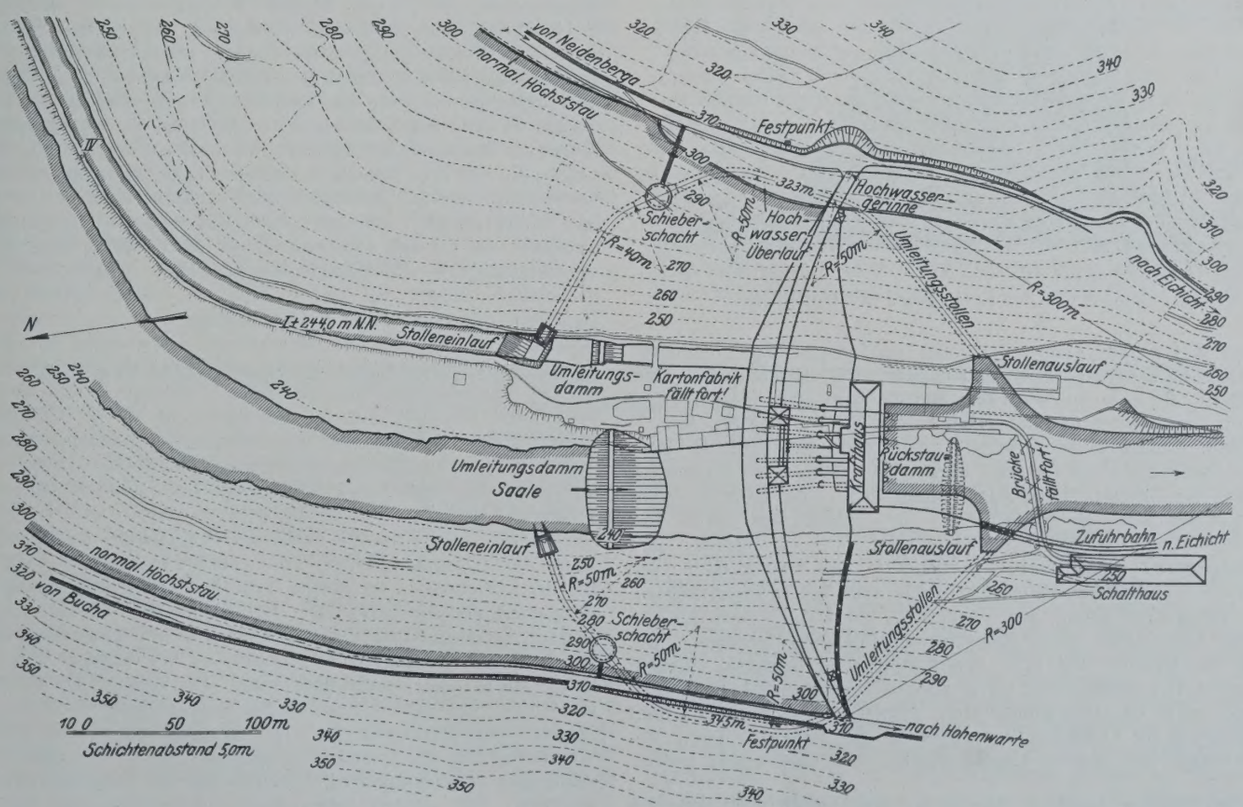


Abb. 2. Lageplan der Sperrmauer bei Hohenwarte.

der 27 km langen überstauten Flußstrecke liegen im preußischen, zum Regierungsbezirk Erfurt gehörigen Kreise Ziegenrück rd. 22 km, im thüringischen Kreise Saalfeld rd. 5 km. Aus dem Lageplan (Abb. 1) ist die Ausdehnung des Talsperrenbeckens zu ersehen. Die überstaute Fläche beträgt 745 ha, davon liegen 488 ha auf preußischem, 257 ha auf thüringischem Gebiet. An landwirtschaftlich genutzten Flächen einschließlich der Gebäude und Hofräume werden 263 ha, d. h. rd. 35 % der überstauten Fläche, an Waldboden, Flußbett, Wegeflächen und Ödländereien werden 482 ha, d. h. rd. 65 % der überstauten Fläche in Anspruch genommen. Bei der Edertalsperre, der bislang größten Talsperre Deutschlands mit 202,4 Mill. m³ Stauraum und 1170 ha überstauter Fläche, waren 79 % der Staufläche landwirtschaftlich genutzte Flächen, Waldboden usw. 21 % der Staufläche. 335 Bewohner müssen ihren Wohnsitz im Saaletal zwischen Hohenwarte und Ziegenrück verlassen, während bei der Edertalsperre mehr als 700 Einwohner umgesiedelt wurden. Aus dieser Gegenüberstellung ist zu ersehen, daß die Eingriffe in die wirtschaftlichen Verhältnisse beim Bau der Hohenwarter Talsperre verhältnismäßig gering sind. Acht Wassertriebwerke mit zusammen rd. 20,0 m Gefälle verlieren ihre Wasserkraft; außer der Kartonfabrik Hohenwarte und der Holzschleiferei Ludwigshütte am oberen Ende dieses Gebietes sind es Mahl- und Schneidemühlen. Ferner liegt im Talsperrengebiet unterhalb Ziegenrücks das in den Jahren 1920 bis 1922 erbaute Konrodkraftwerk der Firma Zeiß, Jena.[1]) Das Kraftwerk nutzt das Gefälle der Ludwigshütte und der rd. 6 km langen Saaleschleife mittels eines Stollens aus. Durch den Bau der Hohenwarter Sperre wird auch dieses Kraftwerk in Mitleidenschaft gezogen.

Die Sperrmauer (Abb. 2) ist im Grundriß flußaufwärts gekrümmt nach einem Halbmesser von 300 m (Sehnenlänge zwischen den beiden Talhängen). In der Talsohle wird die Mauer, im Bogen gemessen, 107 m,

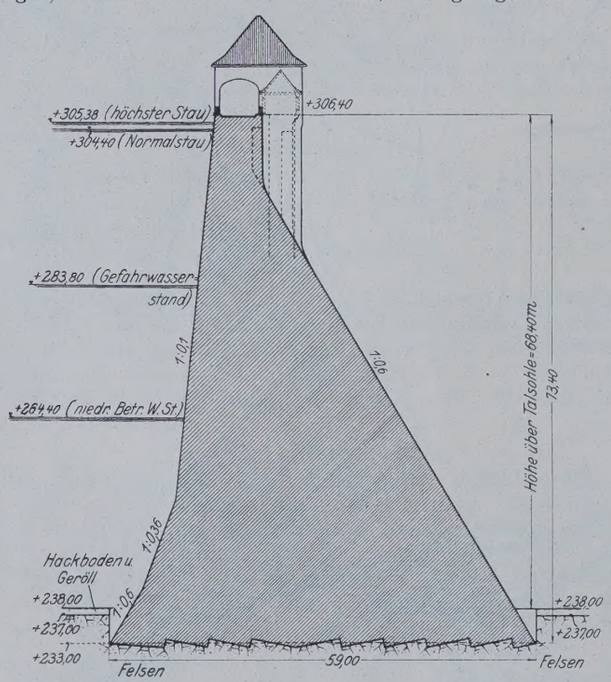


Abb. 3. Querschnitt der Sperrmauer bei Hohenwarte.

in der Krone 314 m lang sein. Bei einer im Entwurf angenommenen Einbindetiefe von 4 m in den gesunden Fels wird sie eine Höhe von 73,4 m haben. Sie wird mit der Höhe von 68,40 m über Talsohle eine der höchsten Sperrmauern in Europa sein. Die Querschnittsform (Abb. 3) ist aus einem Grunddreieck entwickelt, dem oben das Kronendreieck, unten ein wasserseitiger Fuß angefügt worden ist. 347000 m³ Mauerwerk werden zum Bau dieser Sperrmauer erforderlich. Als Baustein steht Grauwacke in der Nähe der Baustelle an. Im Entwurf war zuerst vorgesehen, die Mauer in Bruchsteinmauerwerk mit Schutzmauer und Entwässerungsröhren auszuführen. Nachdem in den letzten Jahren die Gußbetonweise bei größeren Bauausführungen, auch bei Talsperrenbauten, in Europa mit gutem Erfolg angewendet ist, wird jetzt auch für die Hohenwarter Sperrmauer diese Bauweise in Erwägung gezogen. Die Ausführung in Gußbeton hat u. a. den Vorteil einer kürzeren Bauzeit, einer Ersparnis von Maurern, die im Ausführen von Bruchsteinmauerwerk geübt sind, sowie der Herstellung eines dichteren Mauerwerkes. Fällt die Entscheidung für Gußbeton aus, so wird die Mauer in ihren Abmessungen wegen des anderen Eigengewichtes sich noch etwas ändern.

[1]) Wegen näherer Angaben über dieses Werk vergl. die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ 1922, Heft 9.

Wegen der Enge des Tales kann die Saale während der Bauzeit nicht, wie z. B. beim Bau der Edertalsperre, mittels Durchlässe durch die Mauer geführt, sondern muß durch Stollen umgeleitet werden. In Frage kommt für Hohenwarte die Umleitung eines Sommerhochwassers von 200 m³/Sek. Hierfür sind zwei kurze Stollen von je 17 m² Querschnitt an den beiden Berghängen in Aussicht genommen. Für die Wahl von zwei Umleitungsstollen war die Absicht maßgebend, sie nachher für die Beckenentlastung zu benutzen. Dadurch wird der Einbau von Grundablässen in die Mauer ganz vermieden. Da die Grundablaßrohre in den beiden Umleitungsstollen eine genügende Leistungsfähigkeit besitzen, hat man ferner den großen Vorteil, daß von Notauslässen in mittlerer Mauerhöhe, wie sie u. a. bei der Edertalsperre vorhanden sind, abgesehen werden darf. Ein Durchführen von Rohrleitungen durch die Mauer ist bis auf die Kraftwasserrohre bei dieser Lösung umgangen; Einbauten im untersten Teil der Mauer sind ganz vermieden, da die Turbinenrohre rund 25 m über Fundamentsohle durch die Mauer geführt werden. Um ein Sommerhochwasser von 200 m³/Sek. durch die beiden Umleitungsstollen abführen zu können, muß das hierzu erforderliche Gefälle durch ein 6 m hohes Stauwehr oberhalb der Baugrube gewonnen werden. Das Stauwehr sowie der Rückstaudamm unterhalb der Baugrube müssen so gebaut werden, daß sie bei größerer Wasserführung der Saale während der winterlichen Arbeitsruhe überströmt werden können. Im letzten Baujahre werden die Mauerpfropfen mit den Verschlußvorrichtungen für die Grundablässe in die beiden Stollen eingebaut. Die Schieberschächte werden größtenteils in Felsen ausgebrochen; von der Plattform der Schieberhäuser werden die Verschlußkörper mittels Preßöls geöffnet und geschlossen.

Ein Hochwasserüberfall über die Sperrmauer selbst, wie er bei vielen Talsperrenanlagen ausgeführt ist, kommt in Hohenwarte nicht in Frage, weil die Breite der Talsohle fast ganz von dem Kraftwerk am Fuße der Mauer eingenommen wird. Es ist deshalb am linken Talhang ein seitlicher Hochwasserüberfall mit anschließendem Gerinne angeordnet, das die Wassermengen um das linke Mauerende herumführt und von der Mauer entfernt zum Absturz gelangen läßt (vergl. Bobertalsperre bei Mauer in Schlesien). Die Überfallänge von 130 m reicht aus, um die größte Hochwassermenge ohne Überfluten der Sperrmauer abzuführen, wenn infolge von außergewöhnlichen Ereignissen die Grundablässe und Turbinenrohre nicht sollten bedient werden können.

Durch Austiefen der Flußsohle unterhalb der Sperrmauer wird erreicht, daß bei gefülltem Talsperrenbecken ein Gefälle von rd. 67 m zur Kraftausnutzung zur Verfügung steht. Ist das Staubecken bis auf den eisernen Bestand (20 Mill. m³) geleert, so ist noch ein Gefälle von rd. 27 m vorhanden. Etwa 6 m unterhalb des eisernen Bestandes sind sechs Kraftwasserrohre von 2,50 m lichter Weite, wie bereits erwähnt, durch die Mauer geführt. Weil das Kraftwerk als Spitzenkraftwerk betrieben werden soll, ist die Ausbauwassermenge bei niedrigster Druckhöhe zu 90 m³/Sek. angenommen. Im Entwurf ist diese Wassermenge auf vier Turbinen von je 18 m³/Sek. und auf zwei Turbinen von je 9 m³/Sek. Schluckfähigkeit verteilt. Für jede der großen Turbinen ist eine besondere Rohrleitung vorgesehen, während die beiden kleinen Turbinen an ein gemeinsames Rohr angschlossen sind; das sechste Kraftwasserrohr ist für eine etwaige spätere Erweiterung bestimmt. Im Inneren der Sperrmauer sind zur Aufnahme der Verschlußkörper für die Kraftwasserrohre Schieberkammern ausgespart; je drei Kammern stehen durch Quergänge miteinander in Verbindung. Zwei Einsteigeschächte führen nach der Plattform der Sperrmauer hinauf. Um bei Bedarf die vorderen Verschlußkörper auswechseln zu können, ist noch eine dritte Absperrmöglichkeit durch Verschlußschütze an der Einmündung der Rohre vorgesehen. Aufziehbare Rechenkörbe liegen vor diesen Schützen. Jede Turbine treibt einen Generator mit eingebauter Erregermaschine; es sind danach vier Generatoren von je 12000 kVA, zwei kleinere Generatoren von je 5900 kVA Leistung vorhanden, so daß im ganzen 59800 kVA eingebaut sind. Der mit der Maschinenspannung von 6000 V erzeugte Strom wird in einem besonderen Gebäude auf die Hochspannung der Fernleitung gebracht. In dem Schalthause sind die Schaltanlage, die Spannungswandler und die damit im Zusammenhang stehenden elektrischen Sicherungsapparate untergebracht. Nach einem für die Jahresreihe 1901 bis 1921 aufgestellten Wasserwirtschaftsplan beträgt die mittlere Jahresarbeit 57 Mill. kWh.

In dem engen Saaletal zwischen Hohenwarte und Ziegenrück sind keine dem Durchgangsverkehr dienenden Längsverkehrswege vorhanden. Bei der Linkenmühle im oberen Teile des Talsperrengebietes kreuzt eine Provinzialstraße die Saale. Der Normalstau liegt hier rd. 15 m über der jetzigen Brückenfahrbahn, so daß eine neue Straßenbrücke gebaut werden muß. Die beiden anderen Straßenbrücken bei Preßwitz und Neidenberga haben nur geringe örtliche Bedeutung. Der Verkehr soll durch eine neue Randstraße am linken Ufer des Stausees entlang über die Sperrmauer hinweg umgeleitet werden. Die übrigen zur Saale hinabführenden Wege verlieren ihre jetzige Bedeutung, wenn die Mühlen und Talsiedlungen verschwinden. Sie bleiben bis zur Staugrenze als Abfuhrweg bestehen, nach Bedarf sollen kurze Verbindungswege neu hergestellt werden.

Zum Ausgleich des beim Erzeugen von Spitzenstrom im Talsperrenkraftwerk verursachten ungleichmäßigen Wasserabflusses wird unterhalb des Dorfes Hohenwarte ein Ausgleichbecken notwendig. Die Planunterlagen für diesen Entwurf sind ebenfalls den zuständigen Behörden zur Planfeststellung vorgelegt.

Das Abschlußbauwerk des Ausgleichbeckens liegt rd. 900 m flußaufwärts der Loquitzmündung. Der Ausgleich erfordert im äußersten Falle einen Nutzraum von 900 000 m³. Der Stauraum des Ausgleichbeckens faßt 1 300 000 m³ Wasser, so daß bei Ausnutzung des vollen Nutzraumes ein eiserner Bestand von 400 000 m³ im Ausgleichbecken verbleibt. Bei gefülltem Becken reicht der Stau bis zum Talsperrenkraftwerk Hohenwarte; der Stausee hat eine Länge von 3,7 km. Das überstaute Gelände liegt fast ganz im Gebiete des Landes Thüringen (vergl. Abb. 1).

Zur Erhöhung des Gefälles wird auch im Unterwasser des Ausgleichbeckens das Flußbett der Saale ausgetieft. Das größte Gefälle beträgt etwa 7 m, das kleinste rd. 4 m. Im Kraftwerk sollen drei Turbinen mit stehender Welle von je 10 m³/Sek. Schluckfähigkeit aufgestellt werden. Die Turbinen sollen Schirmgeneratoren erhalten; die gesamte Generatorenleistung des W rkes beträgt 1850 kVA. Das Kraftwerk des Ausgleichbeckens kann naturgemäß nur als Grundkraftwerk betrieben werden. Der mit der Maschinenspannung von 6000 V erzeugte Strom wird zum Schalthaus Hohenwarte geleitet und gelangt von dort nach Umwandlung in das Verteilungsnetz. Nach dem ebenfalls für die Jahresreihe 1901 bis 1921 durchgeführten Betriebsplan für das Ausgleichbecken Eichicht beträgt die mittlere Jahresleistung im Kraftwerk 620 kW, die mittlere Jahresarbeit 5,4 Mill. kWh.

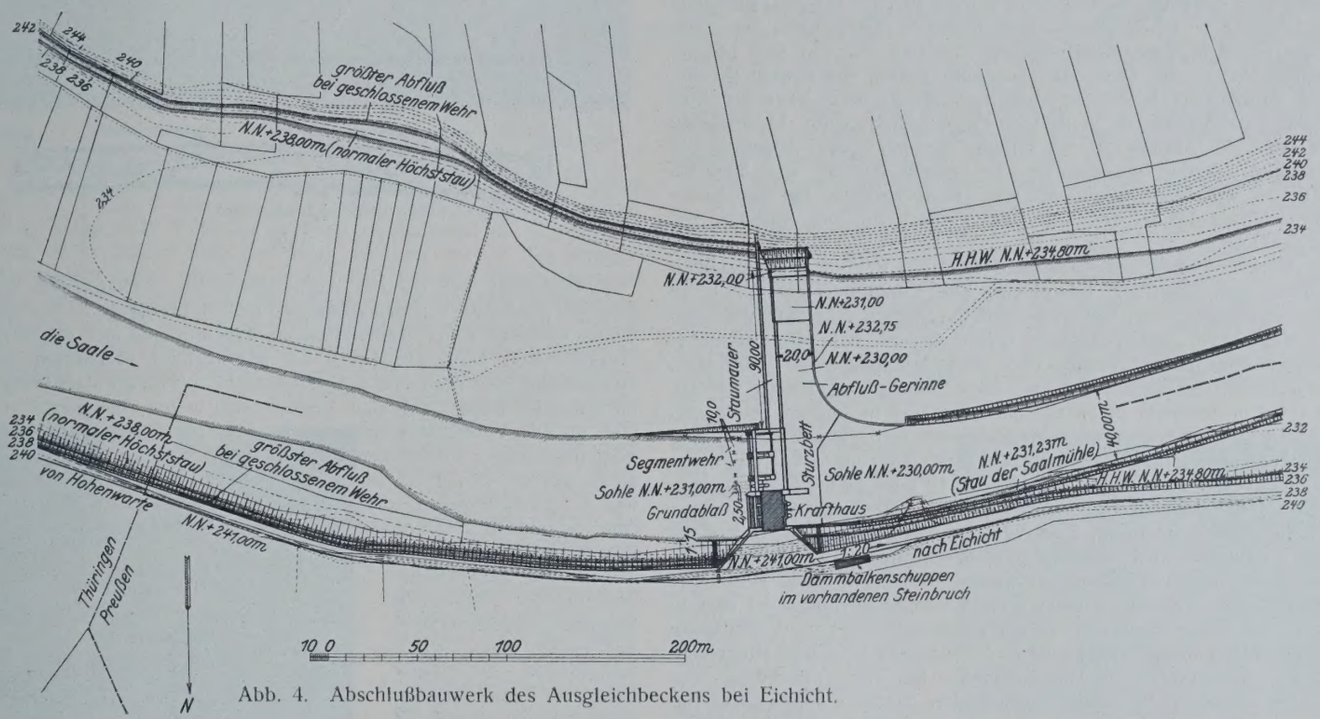


Abb. 4. Abschlußbauwerk des Ausgleichbeckens bei Eichicht.

Das Abschlußbauwerk (Abb. 4) besteht aus Staumauer, Segmentwehr und Grundablaß. Neben dem Grundablaß am rechten Ufer liegt das Kraftwerk. Die Staumauer wirkt im allgemeinen als Talsperre. Führt die Saale jedoch mehr Wasser, als durch die beiden Segmentwehröffnungen und durch die Turbinen des Kraftwerkes abgeführt werden kann, so steigt das Wasser im Becken über den höchsten Betriebsstau an. Das Wasser strömt dann auch über die Staumauer, die in diesem Falle als Überfallwehr wirkt. Das unterhalb der Staumauer angeordnete Abflußgerinne hat derartige Abmessungen, daß die Wassermenge (rd. 100 m³/Sek.), die jetzt im Flußbett selbst abgeführt wird, auch nach dem Bau des Abschlußbauwerkes ohne Überschwemmung der unterhalb gelegenen Wiesen abfließt. Bei größeren Abflußmengen über die Mauer wirkt das Gerinne hinter der Mauer als Wasserpolster, um die lebendige Kraft der abstürzenden Wassermengen zu brechen.

Gewinn von Zuschußwasser bei Niedrigwasserzeiten in der Elbe zugunsten des Mittellandkanalverkehrs nach dem mitteldeutschen Wirtschaftsgebiet, sowie der Gewinn von elektrischer Energie auf der gegenwärtig nur wenig ausgenutzten Saalestrecke von Ziegenrück bis zur Loquitzmündung sind die beiden Ziele, die mit dem Bau der Talsperre bei Hohenwarte verwirklicht werden sollen. Gleichzeitig kommen aber die Vorteile des Wasserausgleichs durch die Talsperre den Anwohnern an der Saale von der Loquitzmündung abwärts zugute. Nutzen werden daraus ziehen die Landwirtschaft durch höheren Grundwasserstand in Trockenzeiten, die Stadt- und Landgemeinden durch günstigere Vorflutverhältnisse zur Einleitung der Abwässer, auch der Industrieabwässer — eine Voraussetzung für weitere Industrieentwicklung —, ferner durch Herabminderung der Hochwassergefahr, endlich die Triebwerkbesitzer durch gleichmäßigere Ausnutzung ihrer Wasserkraft.

Kaltasphalt (Essener Asphalt) und seine Verwendung im neuzeitlichen Straßenbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaumeister **Friedrich Roth**, Greifswald.

Da heute der Bitumenstraßenbau besonders in den Vordergrund tritt, so erscheint es für jeden Baubeamten wissenswert, über das eine oder andere bituminöse Straßenbauverfahren etwas Näheres zu erfahren. Meine Ausführungen sollen sich in der Hauptsache auf die mit dem Kaltasphaltsystem von Dr. Dammann — auch unter dem Namen Essener Asphalt oder Dammann-Asphalt bekannt — gemachten Erfahrungen und Anwendungsmöglichkeiten erstrecken.[1])

Zunächst, was ist Essener Asphalt? Essener Asphalt ist eine stampfasphaltartige Masse, die aus einem Gemisch von Mineral und präpariertem Teer bezw. einem Asphaltbitumen mit niederem Tropfpunkte besteht. Dem Mineral wird hierbei unter bestmöglichem Mischen ein Bitumen von so niedrigem Tropfpunkte und in so geringer Menge zugesetzt, daß es in der Hauptsache als Gleitmittel wirkt, um so die günstigste Verdichtung zu ermöglichen. Das Mineral besteht in der Regel aus gemahlener Hochofenschlacke mit einem gewissen Kalkgehalt, oder aus einem gemahlenen möglichst harten Kalkstein. Als Bitumen findet in der Regel Teer von einer gewissen Konsistenz Verwendung, oder wenn man sich den Einbau der Masse im Sommer erleichtern will, und besonders bei einseitig beanspruchten schweren Verkehrsstraßen ein Asphaltbitumen wie Bituroad von 20 bis 25° Schmelzpunkt oder Spramex, dem Anthrazenöl beigeschmolzen wird. Es ist also nicht richtig, wenn Kerkhof in seinem neuesten Werke über Asphalt und Teerstraßen behauptet, daß die Verwendung von Bitumenstoffen unter allen Umständen eine warme Verarbeitung fordere, und daß daher gegen den Namen Asphalt, der diesem System gegeben sei, ernsthafte Bedenken erhoben werden sollten. Kerkhof steht scheinbar auf dem Standpunkte, daß Essener Asphalt (Dammann-Asphalt) nur bei Verwendung von Teer kalt einbaufähig ist. Wenn man erst im letzten Jahre zu der Verwendung von Asphaltbitumen geschritten ist, so lag dies daran, daß erst mit der Einführung des Spramex bezw. Bituroad ein für dieses Verfahren annähernd brauchbares, d. h. genügend weiches Bitumen gefunden wurde. Es liegt natürlich im Interesse unserer Volkswirtschaft, dort, wo mit der Verwendung von Teer der

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 14, S. 205.

gleiche Erfolg erzielt werden kann wie mit dem mexikanischen Petrolasphalt, das einheimische Erzeugnis, den Teer, zu wählen.

Wie schon der Name Kaltasphalt andeutet, handelt es sich um eine Masse, die kalt, d. h. ohne jede Erwärmung eingebaut wird, und darin liegt ein unverkennbarer Vorteil gegenüber anderen, an und für sich sehr brauchbaren Asphaltverfahren, z. B. dem Walzasphalt oder auch dem Stampf- und Gußasphalt. Der Kalteinbau bringt es auch mit sich, daß die fertige Masse im Eisenbahnwagen oder Schiff verschickt werden kann, und dieses ermöglicht wiederum die Anwendung im kleinsten Umfange, von 100 m² und noch weniger. Gerade dieser Umstand ist aber für die Klein- und Mittelstädte von wesentlicher Bedeutung. Es sind bei den heutigen trostlosen Finanzverhältnissen der Kommunen und Kreise die Verwaltungen nicht immer in der Lage, Ausführungen von Straßenbelägen in erheblichem Umfange zu vergeben, daß es sich für die auszuführende Firma lohnt, den erforderlichen umfangreichen Gerätepark, wie dies besonders bei dem Walzasphaltverfahren der Fall ist, von weit her anzutransportieren, es sei denn, daß der Auftraggeber die Kosten für den An- und Abtransport besonders bezahlt, wodurch dann aber die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens vielfach in Frage gestellt wird. In der Regel gestaltet sich der Auftrag für die Firmen, die mit großer Apparatur auf der Baustelle arbeiten müssen, erst bei einem Auftrag von 5000 bis 10 000 m² an wirtschaftlich, je nach der Transportweite. Bei den Klein- und Mittelstädten handelt es sich aber vielfach nur um Aufträge von 500 bis 2000 m².

Ein weiterer Vorteil des Kalteinbauverfahrens liegt in der Einfachheit der Ausbesserungsarbeiten. Es ist eine alte Erfahrung, daß sich nachträgliche Straßenaufbrüche, soweit es sich um Straßen innerhalb der Ortslage handelt, nicht ganz vermeiden lassen, sei es, daß Absperrschieber der Wasserleitung undicht werden oder die Rohrleitung selbst, oder aber, daß nachträglich Anschlüsse von Gas oder Elektrizität gefordert werden, kurz, es taucht nunmehr die Frage auf, wie man in solchen Fällen den bituminösen Straßenbelag wieder instandsetzen soll. Bei den nach dem üblichen Heißeinbau hergestellten Belägen ist dann guter Rat teuer, die ausführende Firma kann unmöglich wegen 10 oder 20 m² Straßenbeläge eingearbeitetes Personal und umfangreiche Gerätschaften nach der jeweiligen Ausbesserungsstelle beordern, man wird in solchen Fällen sich vielfach mit der vorläufigen Ausbesserung in Pflastersteinen helfen müssen, bis die auszuführenden Ausbesserungen umfangreicher geworden sind. Die Ausbesserung mit Pflaster in einer bituminösen Straßendecke ist aber in jeder Hinsicht wenig erfreulich. In der Großstadt liegen die Verhältnisse schon wesentlich günstiger, dort wird sich immer sehr bald die Gelegenheit finden, die Ausbesserungen vorzunehmen. Bei der Verwendung von Kaltasphalt bereiten die Ausbesserungsarbeiten durchaus keine Schwierigkeiten. Die Masse läßt sich jederzeit sackweise beziehen, auch lassen sich Lagerbestände auf Monate hinaus aufbewahren, ohne nachteilig beeinflußt zu werden, ja bei der Verwendung eines Asphaltbitumens sind der Aufbewahrungszeit wohl gar keine Schranken gesetzt. Der Einbau kann von den ortsansässigen Steinsetzern fast bei jeder Witterung bewirkt werden.

Ein weiterer Vorzug des Kaltasphaltes ist seine vielseitige Verwendungsmöglichkeit. Zunächst etwas über die Verwendung als Straßenbelag innerhalb der Ortslage. Noch vielfach herrscht in den Klein- und Mittelstädten das in sehr schlechtem Zustande befindliche Rundsteinpflaster bezw. Pflaster aus halben Kopfsteinen vor. Die Unebenheit des Pflasters bringt es mit sich, daß durch den starken und sich noch steigernden Lastautoverkehr derartige Erschütterungen in den anliegenden Häusern auftreten, daß alte Bauten oft auf das stärkste gefährdet werden, besonders dort, wo die Untergrundverhältnisse sehr schlecht sind. Das Herabstürzen von Deckenputz, Zerspringen von Schaufenstern gehört nicht zu den Seltenheiten. Aber auch die Fahrzeuge selbst leiden sehr unter solchen Verhältnissen. Die Unterhaltungspflichtigen sind aber vielfach nicht in der Lage, das unzeitgemäße Pflaster durch teueres Reihensteinpflaster oder Kleinpflaster auf chaussiertem Unterbau zu ersetzen. Es liegt daher der Gedanke nahe, nach einem Verfahren zu suchen, das es gestattet, die vorhandene, wenn auch beschädigte Pflasterung als tragende Unterlage für eine darüberliegende Konstruktion zu benutzen, und das eine solche geringe Konstruktionshöhe hat, daß sich ein Höherlegen der Bürgersteige bezw. Tieferlegen des Fahrbahnpflasters vermeiden läßt, und das dabei haltbar und wirtschaftlich ist.

In Greifswald waren es die gleichen Beweggründe, die uns vor sechs Jahren veranlaßten, dem Bitumenstraßenbau näherzutreten, und zwar dem Verfahren nach Dr. Dammann. Zunächst führten wir nach dem Heißeinbauverfahren etwa 10 000 m² Fahrbahn und Bürgersteigbeläge aus, die noch heute zur Zufriedenheit ohne Ausbesserung liegen. Der Heißeinbau erschwerte jedoch das Arbeiten erheblich, da man zu sehr von der Witterung abhängig war, und es mußte als eine wesentliche Verbesserung angesehen werden, als uns später Dr. Dammann auf seine neueren Versuche mit dem jetzigen Kaltverfahren aufmerksam machte. Vor vier Jahren machten wir in Greifswald die ersten Versuche mit dieser Bauweise. Zunächst waren manche Schwierigkeiten zu überwinden, und an den üblichen Kinderkrankheiten, die sich zwar in mäßigen Grenzen hielten, hat es nicht gefehlt, bis das Verfahren zu der heutigen Vollendung gebracht wurde. Diese Kinderkrankheiten führten zwar zu vielen und heftigen Angriffen gegen die Tauglichkeit des Verfahrens überhaupt, doch das konnte uns nicht irre machen, nachdem wir die Brauchbarkeit des Verfahrens erkannt hatten.

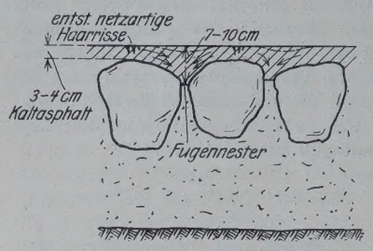


Abb. 1.

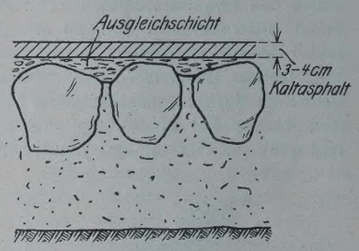


Abb. 2.

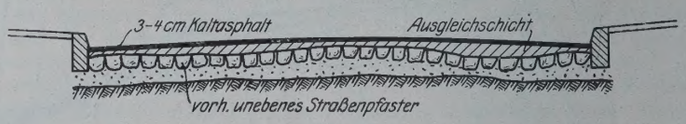


Abb. 3.

Der Einbau der Essener Asphaltmasse auf vorhandenem unebenen Pflaster geschieht so, daß zunächst ein Profilausgleich, bestehend aus einem Gemisch von 2 Teilen Essener Asphaltmasse und 3 Teilen Splitt, vorgenommen wird, aber auch bei profilrechtem Pflasterunterbau wird zweckmäßig eine schwache Ausgleichschicht mit dieser Masse aufgebracht, da sonst der Belag unter dem Verkehr sich in die Fugennester eindrückt, und da die Verdichtung gleichmäßig von oben nach unten stattfindet, über besonders vorstehenden Pflasterköpfen Spannungen in dem Belag entstehen, die sich durch Risse über dem Pflasterkopf bemerkbar machen und zu Zerstörungen an dieser Stelle Anlaß geben können (s. Abb. 1 u. 2). Abb. 3 zeigt das Querprofil einer mit Kaltasphalt zu belegenden alten Pflasterstraße. Abb. 4 u. 5 zeigen die aufgebrachte und in der Abwalzung begriffene Abgleichschicht auf einem alten Rundsteinpflaster. In diesem Falle ist eine Dampfwalze benutzt worden, da diese zur Hand war, es genügt aber das Abwalzen mit einer Handwalze. Bei besonders starken Ausgleichungen wird man gröberen Splitt oder Schotter in der untersten Lage verwenden.

Abb. 4.

In der gleichen Weise wie bei dem Pflasterunterbau geht man auch bei einem Unterbau aus vorhandener Chaussierung vor. Bei einer Chaussierung gibt es aber auch eine andere Möglichkeit; man reißt nämlich die Decke wund und walzt sie mit dem vorhandenen Material profilmäßig neu ein, dann bringt man den Belag auf. Man kann in

Abb. 5.

Abb. 6.

diesem Falle auch das neu einzuwalzende Schottermaterial unter Beigabe von „Essener Asphalt" einwalzen. Es genügt dann, den darauf aufzubringenden Belag statt 4 cm im verdichteten Zustande nur 3 cm stark zu wählen, da in diesem Falle der Belag ziemlich bis auf den Schotter abgenutzt werden kann. Die lose Masse wird also vom Eisenbahnwagen angefahren, seitlich gelagert, wie Abb. 4 zeigt, und nachdem der Unterbau vorbereitet ist, in 6 bis 8 cm loser Schüttungsstärke ausgebreitet. Darauf wird die Masse mit einer Handwalze abgewalzt, die durch Anhängen von Gewichten allmählich beschwert wird. Die Seiten und Anschlüsse werden etwas nachgestampft. Der Fuhrverkehr kann hiernach sofort über den Belag geleitet werden. Der Verkehr besorgt dann die weitere Verdichtung auf 3 bezw. 4 cm, die sich in den ersten Tagen noch durch Radeindrücke bemerkbar macht. Aber auch diese Spuren verschwinden sehr bald, und der Belag ist von einer Stampfasphaltdecke kaum zu unterscheiden. Dabei wird der Belag in keiner Weise so glatt wie der Stampfasphalt. Abb. 6 zeigt das Abwalzen der Decklage, im Vordergrunde die Ausgleichschicht auf einer ausgefahrenen Teermakadamdecke. Abb. 7 zeigt dieselbe Straße kurz nach Fertigstellung. Abb. 8 zeigt den Einbau der Masse auf Bürgersteigen, die Masse wird unmittelbar auf den Erdboden in loser Schüttung von 5 bis 6 cm Höhe aufgebracht. Die Verdichtung geschieht durch Stampfen und durch den Verkehr auf etwa 3 bis 4 cm.

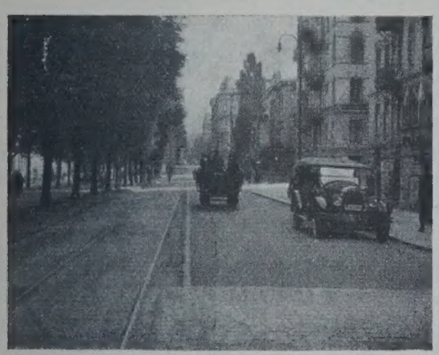


Abb. 7.

Abb. 8.

Eine weitere Verwendung der Essener Asphaltmasse besteht darin, daß sie an Stelle des üblichen Decksandes zum Einwalzen gewöhnlicher Schotterdecken benutzt wird. Der ständig zunehmende Verkehr der Kraftwagen hat die Unzulänglichkeit der bisher üblichen, sogenannten wassergebundenen Schotterstraßen allgemein erwiesen. Die Ursache ihrer schnellen Zerstörung liegt bekanntlich darin, daß die einzelnen Steine in der Decke nicht vollkommen festliegen. Sie werden infolgedessen durch den Druck der schweren Fuhrwerke und durch die Reibung aneinander zertrümmert. Dieser Übelstand wird neuerdings noch besonders dadurch verschlimmert, daß die schnellfahrenden Kraftwagen das Bindematerial aus der Oberfläche heraussaugen, wodurch die Schottersteine bloßgelegt und gelockert werden. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß bei Verwendung eines bituminösen Bindemittels diese Übelstände beseitigt werden. Die Möglichkeit, ein derartiges Bindematerial an Stelle des einfachen Decksandes zu verwenden, ist aber bei dem Essener Asphalt gegeben, da dieses bituminöse Pulver vermöge seiner geringen Klebrigkeit sich im kalten Zustande wie loser Sand streuen läßt und trotzdem ohne vorherige Erwärmung durch den bloßen Verkehrsdruck erfahrungsgemäß fest wie Stein wird und darum durch die Saugwirkung der Kraftwagen nicht angegriffen wird. Ausgeführte Probestrecken dieser Art haben das Aussehen einer vorzüglichen Teermakadamdecke und haben gezeigt, daß das Verfahren als ein vollwertiger Ersatz für besten Teermakadam angesehen werden kann. Abb. 9 zeigt eine nach diesem Verfahren hergestellte Landstraßendecke nach der Fertigstellung. Abb. 10 zeigt das Einfegen und Einwalzen der Kaltasphaltmasse bei einer nach diesem Verfahren im Bau befindlichen Schotterstraße. Die Ausführung der Arbeiten ist einfach und ohne Schwierigkeit auch mit ungeübten Leuten durchzuführen. Zu beachten ist nur, daß 1. die Zwischenräume des Schotters möglichst mit Asphaltmasse ausgefüllt werden, und daß 2. die Oberfläche der Decke vollkommen eben und geschlossen wird. Wasser beim Einbau scheint zwar nicht zu schaden, günstig wird es aber, wie bei allen Bitumenstraßen, auf keinen Fall wirken. Man wird es daher nicht ohne Not in die Decke bringen und darum auf das Einschlämmen des Asphaltpulvers verzichten. Man wird die Schotterlage nicht zunächst dicht walzen, sondern das Asphaltpulver aufbringen, solange die Decke noch locker ist. Empfohlen wird das folgende Verfahren:

Es wird zunächst eine dünne Lage Schotter gleichmäßig aufgebracht, so daß sie eben den Boden bedeckt. Auf diese wird durch Werfen mit der Schaufel so viel Asphaltpulver gestreut, daß die Lücken im Schotter etwa ausgefüllt sind. Höchstens kann (bei sehr grobem Schotter) zur Materialersparnis der Kleinschlag vor dem Aufbringen des Asphaltes einmal mit der Dampfwalze abgeglichen werden. Erfordert das Straßenprofil eine größere Deckenstärke, so wird die untere Lage mit dem Asphaltpulver etwas gewalzt und hierauf eine zweite (Schotterlage und nötigenfalls in gleicher Weise eine dritte) aufgebracht und wie vorher mit Asphalt ausgestreut. Darauf wird, unter fortwährendem Nachstreuen von Asphalt, die Decke so lange gewalzt, bis alle ihre Poren geschlossen sind und die Oberfläche vollkommen, eben und fest ist. Diese Walzarbeit geht überraschend schnell von statten, viel schneller als bei einer einfachen Kleinschlagdecke. Hierauf erhält die Straße zweckmäßig eine Oberflächenteerung, entweder nach einigen Tagen des Verkehrs oder sofort. Hierfür wird am besten sehr dünner Teer verwendet. Damit dieser die frische Decke nicht aufweicht, und zur Vereinfachung der Arbeit, geschieht die Teerung am besten auf kaltem Wege. Verteilt man den Teer nicht mit Besen, sondern mit Gummischiebern, wie sie bei der Reinigung von Asphaltstraßen gebräuchlich sind, so ist das selbst bei kaltem Wetter, und wenn die Straße feucht ist, gut möglich. Endlich wird die Oberflächenteerung gut abgesandet und nötigenfalls ab und zu Sand nachgedeckt.

Abb. 9.

Abb. 10.

Zum Schluß wäre noch die Verwendung des Essener Kaltasphaltes im Oberflächenschutzverfahren auf Schotterstraßen zu erwähnen. Die Schotterdecke, die zweckmäßig $^1/_2$ bis 1 Jahr unter dem Verkehr gelegen hat, aber im Profil noch erhalten ist, wird bei gutem Wetter von Staub und Schmutz durch Abfegen gründlich gereinigt, ohne daß aber das Bindematerial aus den Fugen herausgekehrt wird. Darauf erhält sie einen Bitumenanstrich, z. B. mit auf 180° erhitztem Spramex. Unmittelbar auf den heißen Anstrich folgt das Absanden mit Essener Kaltasphalt. Die Absandung wird dann auf etwa 2 cm verstärkt, mit der Handwalze abgewalzt und sodann dem Verkehr übergeben. Eine seitliche Einfassung ist in diesem Falle nicht erforderlich. 1 m² erfordert etwa 1,5 kg Spramex und 25 bis 30 kg Kaltasphalt. Der Belag ersetzt mindestens eine mehrfache Oberflächenteerung. Die Kosten sind äußerst gering. Abb. 11 zeigt die Teilansicht einer Landstraße mit und ohne Oberflächenschutz. Abb. 12 zeigt einen Brückenbelag aus Holzpflaster, der mit einem Oberflächenschutz dieser Art versehen wird. Das heiße Bitumen wurde in diesem Falle aufgespritzt. Bedingung für das Oberflächen-

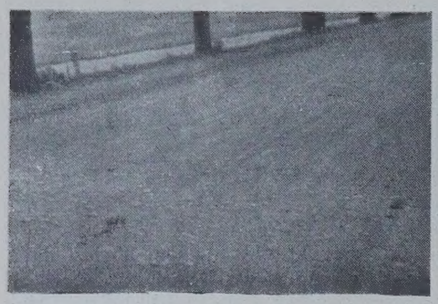


Abb. 11.

verfahren ist jedoch, daß die Schotterdecke aus hartem Gestein besteht, so daß nicht das Gestein unter der Last des Verkehrs zermalmt wird.

Die bisher in Greifswald gemachten Erfahrungen berechtigen zu der Erwartung, daß es mit diesen drei Ausführungsweisen möglich sein wird, so ziemlich allen Bedürfnissen unseres Straßenbaues gerecht zu werden und das gesamte städtische Straßennetz allmählich und mit verhältnismäßig geringen Kosten zu modernisieren. Die Stadtgemeinde hat daher in diesem Jahre ihre ursprünglich sehr kleine und einfache Fabrikanlage für Essener Asphalt durch eine größere und leistungsfähigere ersetzt und erwartet davon eine weitere Verbesserung oder doch größere Sicherheit bei der Anwendung des hier in kurzer Zeit sehr beliebt gewordenen Verfahrens.

Abb. 12.

Alle Rechte vorbehalten.

Ablaufberg mit Beschleunigungsantrieb.

Von Regierungs- und Baurat **Kaempf,** Direktor der Joseph Vögele A.-G., Mannheim.

Die Mechanisierung der Rangierberge verlangt vor allem, daß die vom Rangierberg ablaufenden Wagen die „Gefahrzone" so durchlaufen, daß der Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Wagen so groß ist, daß die Weichen zwischen ihnen umgestellt werden können. Es müssen also bei einem normalen Ablaufberg die Schlechtläufer beschleunigt werden, damit der Zeitabstand zwischen einem Schlecht- und einem folgenden Gutläufer entsprechend vergrößert wird. Der hierzu erforderliche Antrieb „Pösentrup-Heinrich", der kurz hinter dem Brechpunkte des Ablaufrückens eingebaut ist, besteht aus einer endlosen Kette mit einer auf zwei Rädern laufenden Antriebswelle, die an den Stirnseiten zwei Druckrädchen trägt, die hinter die Spurkränze der Vorderachse des zu beschleunigenden Wagens fassen. In Ruhestellung befindet sich die Antriebswelle unter Schienenhöhe beim oberen Kettenrade. Soll ein Wagen beschleunigt werden, so schaltet der Rangierleiter seinen Zustimmungshebel, die Vorderachse des Schlechtläufers schließt durch Überfahren eines Kontaktes den Stromkreis. Der Motor setzt die Kette in Bewegung, die Antriebswelle holt die in der Zwischenzeit vorgeeilte Wagenachse ein und gibt ihre Beschleunigung an den Wagen. Am unteren Ende des Triebes lösen sich Wagen und Antriebswelle, die durch Überfahren eines zweiten Kontaktes den Strom so ausschaltet, daß die Kette und mit ihr die Antriebswelle in ihrer ursprünglichen Bereitschaftstellung zum Halten kommen. Der Umlauf hat so schnell zu geschehen, daß der nächstfolgende Wagen sofort wieder beschleunigt werden kann.

Die Lage und die für den Antrieb nötige Leistung sind auf Grund von Wegezeitlinien für einen normalen Ablaufberg ermittelt. Als normaler Berg ist hierbei ein Ablaufrücken mit einer Gipfelausrundung von 200 m Halbmesser, einem Steilgefälle von 1 : 20, auf der Strecke von 65 m, anschließend einem Gefälle von 1 : 80 auf 50 m Länge und dann Übergang in Gefälle von 1 : 500 angenommen. Es hat sich für diesen Berg ergeben, daß man einem Schlechtläufer eine zusätzliche Beschleunigung, die einem Gefälle von etwa 0,45 m entspricht, geben muß, wenn der Berg auch bei ungünstigem Wetter (tiefe Temperatur und Gegenwind von 6 m/Sek.) ein Arbeiten mit einer als normal angesehenen Abdrückgeschwindigkeit von 0,8 m/Sek. gestatten soll. Die Lage des Antriebes war so zu ermitteln, daß ein Schlechtläufer sich dem vorlaufenden Gutläufer nicht zu stark nähert und anderseits von dem nachfolgenden Gutläufer nicht zu früh gefolgt wird. Der Pufferzeitabstand darf nie kleiner als drei Minuten sein. Es ergab sich, daß der Schwerpunkt des Wagens in etwa 2 m Entfernung vom Gipfel beschleunigt werden muß. Dieser Punkt entspricht dem Ablaufpunkte bei normalen Witterungsverhältnissen. Die Beschleunigung, die durch den Antrieb auf den Wagen übertragen wird, soll 0,6 m/Sek.^{2} nicht überschreiten, damit ein Verrutschen der Wagenladung nicht auftreten kann. Erfahrungsgemäß sind Schlechtläufer unbeladene gedeckte, Gutläufer beladene offene Wagen. Als Schlechtläufer ist daher ein 10-Tonnen-Wagen angenommen. Mit Rücksicht auf die drehenden Massen der Fahrzeuge ist die Erdbeschleunigung zu $g = 8{,}9$ m/Sek.^{2} für den Schlechtläufer eingeführt. Die Beschleunigungskraft, die auf die Wagen übertragen werden soll, beträgt nach vorstehenden Überlegungen

$$P = \text{Wagenmasse} \times \text{Beschleunigung durch den Antrieb}$$

$$P = \frac{10\,000 \cdot 0{,}6}{8{,}9} = 1125 \cdot 0{,}6 = 675 \text{ kg}.$$

Die Arbeit, die durch den Antrieb auf den Wagen übertragen wird, ist = Antriebskraft × Antriebslänge = 675 kg × Antriebslänge. Diese Arbeit soll der Energiezunahme, die der Wagen bei 0,45 m Gefälle erhält, entsprechen. Es besteht die Beziehung:

$$\text{Antriebskraft} \times \text{Antriebsweg} = \text{reduz. Wagengewicht} \times \text{Gefälle}$$

$$\text{Antriebsweg} = \frac{\text{reduz. Wagengewicht} \times \text{Gefälle}}{\text{Antriebskraft}}$$

$$\text{Antriebsweg} = \frac{10\,000 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}45}{8{,}9 \cdot 675} = 7{,}35 \text{ m}.$$

Die Antriebslänge, d. h. die Entfernung der beiden Kettenradachsen, ist zu 7,5 m ausgeführt, mit Rücksicht darauf, daß die Druckrollen die Spurkränze der Wagenachse erst ein Stück hinter der vorderen Kettenradachse einholen. Die Geschwindigkeit, die der Schlechtläufer beim Verlassen des Antriebes erhalten hat, beträgt 3 m. Dementsprechend ist die Zahnradübersetzung zwischen Motor und Kettenradachse so gewählt, daß die Druckwelle bei normaler Umdrehungszahl des Motors eine Geschwindigkeit von 3 m/Sek. besitzt. Bei einer Wagenlänge von 10 m und einer Abdrückgeschwindigkeit von 0,8 m/Sek. läuft alle 12,5 Sekunden ein Wagen ab. Der Antrieb muß also spätestens alle 12,5 Sekunden wieder arbeitsbereit sein. Bei einer Antriebslänge von 7,5 m und einer Arbeitsgeschwindigkeit, die von 0 auf 3 m/Sek. steigt, und bei einer Rücklaufgeschwindigkeit von 3 m/Sek. braucht die Druckwelle etwa 7 Sekunden für einen Arbeitsgang. Die Lage des Antriebes ergab sich aus der Bedingung, daß der Schwerpunkt des Wagens in etwa 2 m Entfernung vom Gipfel beschleunigt werden soll. Unter Berücksichtigung eines durchschnittlichen Radstandes von 5 m, eines mittleren Einholweges von 0,75 m und unter Beachtung des Umstandes, daß die Druckrollen bei der Arbeitstellung einen wagerechten Abstand von etwa 0,3 m von der Wagenradachsmitte haben, ist der Antrieb von einer Entfernung von $2 + \frac{5}{2} - 0{,}75 - 0{,}3 =$ etwa 3,5 m vom Gipfel anzubringen.

Der so bemessene Antrieb ist in den kleinen Ablaufberg, der die Stationsgruppe *J* auf Bahnhof Seddin bedient, eingebaut. Dieser Ablaufberg hat eine Gipfelausrundung von etwa 400 m Halbmesser, ein Steilgefälle von 1 : 30 auf 40 m, anschließend ein Gefälle von 1 : 80 auf 40 m und dann Übergang in Gefälle 1 : 600. Der Antrieb bietet bei Einbau in diesen kleinen Berg die gleichen Vorteile wie bei einem normalen Berg, nämlich die Möglichkeit einer erhöhten Abdrückgeschwindigkeit. Die Erhöhung der Laufweite tritt bei diesem kleinen Berg mehr hervor, da sie, bezogen auf die gesamte Länge der Verteilgleise, prozentual einen großen Betrag ausmacht.

Zusammengefaßt besteht der Antrieb also aus einer an zwei endlosen Ketten befestigten Druckwelle. Diese Druckwelle wird auf eine Geschwindigkeit von 3 m/Sek. beschleunigt. Der Kettenradachsabstand beträgt 7,5 m. Die obere Kettenradachse ist 4 m vom Gipfel entfernt. Ein Schlechtläufer, der beschleunigt werden soll, wird in etwa 4,25 m Abstand vom Berggipfel von den Druckrollen erfaßt und von seiner Zuführungsgeschwindigkeit von 0,8 m/Sek. beim Laufen über den Antrieb durch die Druckrollen auf 3 m/Sek. beschleunigt. Dabei entspricht die vom Antrieb auf den Wagen übertragene Energie etwa einer Gefällhöhe von 0,45 m. Ein Gutläufer wird entsprechend seiner größeren Masse (30 t) auf etwa 2,2 m/Sek. Geschwindigkeit beschleunigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Seilaufzug für ein Schiffshebewerk.

Studie von Prof. Dr.-Ing. **O. Krell**, Berlin-Siemensstadt.

Die in der „Bautechnik" 1925, Heft 37 vom 28. August, S. 492, veröffentlichte Studie über ein Schiffshebewerk mit Seilaufzug ist dankenswertem Interesse begegnet, hat willkommene sachliche Kritik und wertvolle Anregungen ausgelöst, so daß ich mich berechtigt und verpflichtet fühle, das auf diesem Wege gewonnene Material in einem Nachtrage zusammenfassend zu behandeln.

Das unerwartet zähe Widerstreben, mit dem sich vereinzelte Ingenieure immer noch der Verwendung zahlreicher Seile und den unnachahmlichen, im Wesen des elektrischen Antriebes begründeten Vorzügen der von mir empfohlenen Lösung verschließen zu müssen glaubten, zwang mich dazu, ausführlich und möglichst erschöpfend auf alle Verhältnisse einzugehen. Dadurch wurde eine gewisse Breite in der Darstellung unvermeidbar, die aber vielleicht erträglich wird, wenn sich der Leser nur diejenigen Abschnitte herausgreift, die ihn besonders interessieren.

Zunächst sind Zweifel geäußert worden, ob auch der Reibungsschluß der Seile bei $3^1/_2$facher Umschlingung ausreiche, um ein Gleiten der Seile sicher auszuschließen. Bei der Wichtigkeit dieser Frage glaubte ich mir ein Urteil verschaffen zu müssen, das aus den Erfahrungen des Hebezeugbaues stammt, und so wandte ich mich an meinen Bruder, den Geheimen Baurat R. Krell, Professor an der Technischen Hochschule in München, mit der Frage:

„Bei welcher Belastung T beginnt das $3^1/_2$ mal um die Trommel geschlungene Seil zu gleiten, wenn das Seilende auf der anderen Seite der Trommel mit $t = 11$ t belastet ist?" (Abb. 10a.)

und stellte weiter die Frage:

„Trifft die Vorstellung zu, daß unter den genannten Voraussetzungen die in der Studie in Aussicht genommenen Seile von 30 mm Durchm. eher reißen als gleiten?"

Ich lasse hier die Antwort im Wortlaut folgen; sie lautet:

„Bei $3^1/_2$facher Umschlingung ist der Umschlingungswinkel

$$\alpha = 3^1/_2 \cdot 2\pi = 7\pi = 21{,}98.$$

Aus Tafel 68 des Buches „Entwerfen im Kranbau" von Prof. Rud. Krell (Bd. II) ergibt sich für $\alpha = 21{,}98$ und verschiedene Reibungszahlen μ $e^{\mu\alpha}$ zu

$\mu =$	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
$e^{\mu\alpha} =$	9	11	14	17	22	27

Da

$$t = P\,\frac{1}{e^{\mu\alpha}-1} \quad \text{und} \quad T = P\,\frac{e^{\mu\alpha}}{e^{\mu\alpha}-1},$$

wird

$$\frac{t}{T} = \frac{1}{e^{\mu\alpha}-1}, \quad \text{oder} \quad T = t\,(e^{\mu\alpha}-1).$$

Es ergibt sich demnach für

$\mu =$	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
T in t =	$8 \cdot t = 88$	$10 \cdot t = 110$	$13 \cdot t = 143$	$16 \cdot t = 176$	$21 \cdot t = 231$	$26 \cdot t = 286$

Da mit $\mu = 0{,}129$ (vergl. Krell, Bd. I, S. 27) gerechnet werden darf, würde also ein Gleiten des Seiles auf der Trommel erst bei $T = 143$ t bis 176 t eintreten. Das entspräche einer Seilberechnung mit 13- bis 16facher Sicherheit gegen Bruch. Da die Seile aber nur mit etwa 5facher Sicherheit gegen Bruch gerechnet sind, so ist die Annahme, daß die Seile eher reißen, als gleiten würden, mit großer Sicherheit richtig."

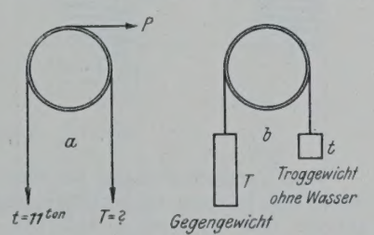


Abb. 10.

„Zu dem weiter geäußerten Bedenken, die Seile könnten trotz $3^1/_2$facher Umschlingung in den ungünstigsten Fällen nämlich, — sehr reichliche Schmierung, ganz ausgelaufener und leerer Trog — zum Gleiten kommen, möchte ich folgendes bemerken:

Die Hanfseelen in den Litzen und im Seil der Drahtseile werden bei der Herstellung der Seile stets eingefettet. Ebenso werden die Seile selbst für die meisten Zwecke des Hebezeugbaues mehr oder weniger gefettet. Besonders werden auch die Seile bei Seilbahnen immer von Zeit zu Zeit mit Fett versehen. Die Verhältnisse bei dem Schiffshebewerk kommen jenen bei Seilbahnen am nächsten, liegen jedoch günstiger, worauf ich weiter unten eingehen werde. Die Angaben über die zwischen Drahtseil und Triebscheibe solcher Seilbahnen auftretende Reibungszahl μ schwanken in weiten Grenzen. Der in meinem Buch auf S. 27 gegebene Wert $\mu = 0{,}129$ für Drahtseil auf Gußeisen ist sehr vorsichtig gewählt und dürfte wohl der niedrigste sein. Es finden sich Werte von $\mu = 0{,}2$, 0,25 und noch höher. Wenn ich trotzdem an der betreffenden Stelle meines Buches noch die Wahl eines 30 bis 40 % niedrigeren Wertes zur Sicherheit für die Rechnung empfehle, so geschieht dies nicht deshalb, weil μ tatsächlich so niedrig werden könnte, sondern um das bei solchen und ähnlichen Betrieben meist sehr stark schwankende Verhältnis von $T : t$ zu berücksichtigen (Abb. 10b). Hier ist der Punkt, in dem das Schiffshebewerk wesentlich günstiger dasteht, denn das für die Reibungsverhältnisse ungünstigste Verhältnis $T : t$ läßt sich genau bestimmen. Es tritt ein, wenn der Trog vollständig ausgelaufen ist und sich kein Schiff in ihm befindet.

In diesem Falle haben wir auf der Gegengewichtseite $T = 3600$ t, auf der Trogseite $t = 3600 - 2500 = 1100$ t wirkend. Es wird also:

$$\frac{T}{t} = x = \frac{3600}{1100} = 3{,}27.$$

Da auch $T = t\,(e^{\mu\alpha}-1)$,

ergibt sich $3{,}27\,t = t\,(e^{\mu\alpha}-1)$

$$4{,}27 = e^{\mu\alpha}.$$

Daraus läßt sich die Größe der Reibungszahl, die für den Fall des Gleitens eintreten müßte, errechnen. Man erhält bei $3^1/_2$facher Umschlingung der Trommel $\mu = 0{,}066$.

Vergleicht man diesen Wert mit dem an sich bereits sehr vorsichtig gewählten von $\mu = 0{,}129$, so erkennt man, daß die Befürchtung, die Seile könnten zum Gleiten kommen, nicht im geringsten gerechtfertigt ist. Dabei ist noch zu beachten, daß, bevor diese niedrige Reibungszahl $\mu = 0{,}066$ in Wirksamkeit treten könnte, erst die Reibung der Ruhe, die selbst bei vorzüglich geschmierten Gleitlagern mit $\mu = 0{,}21$ bis 0,23 (nach Stribeck) anzusetzen ist, überwunden werden müßte, und zwar genau gleichzeitig bei sämtlichen Triebwerken. Denn wenn nur auf vereinzelten Trommeln das Seil zum Gleiten käme, würde bei diesen sofort eine Mehrbelastung infolge Anwachsens von t eintreten, $T : t$ würde $< 3{,}27$ werden und damit das Seil auf der Trommel zur Ruhe kommen. Das selbst reichliche Einfetten der Seile hat auf die Reibungsverhältnisse nicht so starken Einfluß, als man zunächst geneigt ist anzunehmen, und zwar deshalb, weil durch die sehr beträchtlichen spezifischen Flächendrücke zwischen Seil und Trommel das Schmiermittel zum größten Teil weggequetscht wird. Nach einer Überschlagrechnung, die nur den Seildurchmesser = 30 mm, bei $T = 11$ t annimmt, die Bauart des Seiles aber nicht genauer festlegt, dürfte auf der Gegengewichtseite ein Flächendruck $p_T \sim 700$ kg/cm², auf der Trogseite bei vollkommen leerem Trog ein Flächendruck von $p_t \sim 220$ kg/cm² auftreten.

Weiter ist zu berücksichtigen, daß der sich auf den Drahtseilen niederschlagende Staub vom Schmiermittel festgehalten wird und vergrößernd auf den Wert μ wirkt. Es kann vorkommen, daß durch den so entstehenden fettigen Staubbrei die Reibungszahl μ größer ausfällt, als sie bei blankem Seil und trockenen Rillen ist.

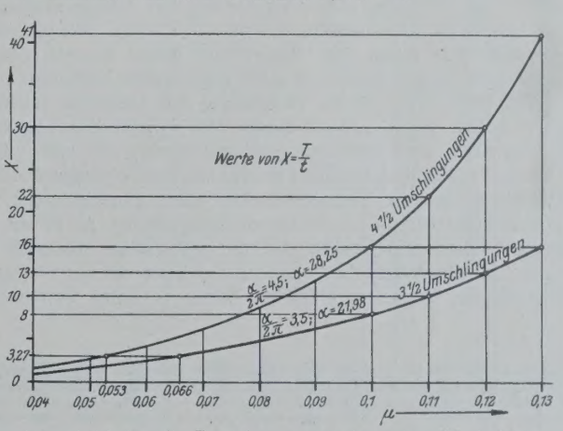


Abb. 11. Schaubild für die Beziehung zwischen dem Verhältnis $x = T : t$, der Reibungszahl μ und dem Umschlingungsbogen ($3^1/_2$malige oder $4^1/_2$malige Umschlingung).

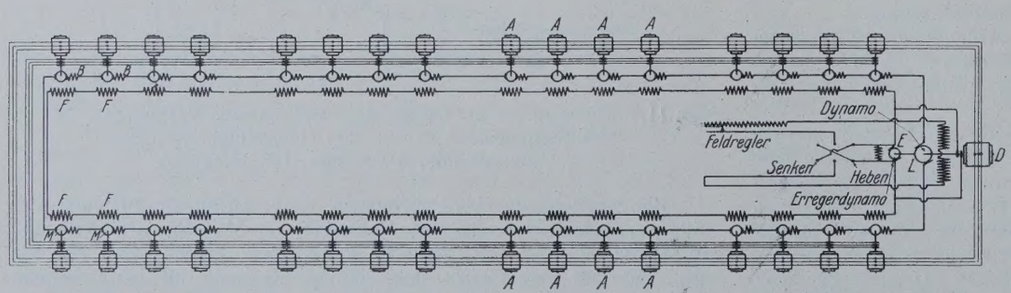
Nach vorstehenden Untersuchungen kann ich meine Meinung nur dahin zusammenfassen, daß das Hebewerk bei $3^1/_2$facher Umschlingung der Trommeln durch die Drahtseile vollkommen betriebssicher arbeiten wird, und daß eine Gefahr des Gleitens der Seile auf den Trommeln nicht besteht. Zum Schluß möchte ich noch hervorheben, daß die $3^1/_2$fache Umschlingung der Trommeln für den dem Schiffshebewerk zugrunde liegenden baulichen Gedanken nicht von grundlegender Bedeutung ist. Es ist grundsätzlich auch möglich, das Hebewerk mit $4^1/_2$facher Umschlingung der Trommeln zu bauen. Lediglich der Belastungsausgleich für die Seile würde dann etwas langsamer vor sich gehen als bei $3^1/_2$facher Umschlingung, und die Breite der Trommeln würde um fünf Rillen größer werden.

Das Schaubild Abb. 11, auf dem die verschiedenen Werte von $T:t$ bei $3^1/_2$- und $4^1/_2$facher Umschlingung dargestellt sind, mag auch noch zur Erläuterung beitragen. Bei leergelaufenem Trog ist $T:t = 3{,}27$, und man sieht, daß hierfür bei $3^1/_2$facher Umschlingung die Reibungszahl μ unter 0,053 und bei $4^1/_2$facher Umschlingung unter 0,066 sinken müßte, um ein Gleiten zu erlauben." — Soweit das Münchener Gutachten.

Geheimrat Kammerer weist mit Recht darauf hin, daß man die beiden Arten von Schlupf, nämlich den Gleitschlupf und den Dehnungsschlupf der Seile, scharf zu unterscheiden habe. Bezüglich des Gleitschlupfes teilt er die Überzeugung, wonach eine $3^1/_2$fache Umschlingung vollkommene Sicherheit gegen Gleiten biete. Dem Dehnungsschlupf mißt er nur dann einen merklichen Einfluß bei, wenn die Seilbelastungen auf den beiden Seiten der Trommeln beträchtliche Unterschiede aufweisen. Letzteres wird aber gerade durch den vorgeschlagenen elektrischen Antrieb und die empfohlene besondere Schaltung vermieden. Eine ungleiche Belastung der Seile beiderseits der Trommeln entsteht — vollkommen ausgewuchteten Trog vorausgesetzt — nur während der Beschleunigungs- oder Verzögerungsperiode durch die zur Hervorrufung dieser Geschwindigkeitsänderungen erforderlichen Kräfte. Diese Kräfte sind aber trotz der großen Massen wegen der verhältnismäßig geringen Geschwindigkeiten und wegen ihrer Beschränkung auf einen sehr geringen Teil des Hubes für den Dehnungsschlupf von keinerlei Bedeutung. Trotzdem wird dieser Einwand nur durch eine entsprechende konstruktive Maßnahme zum Schweigen gebracht werden können. Gleich hier muß erwähnt werden, daß die Ungleichheit in der Belastung der Seile beiderseits der Rollen oder Trommeln wesentlich größer wird, wenn der über lose Rollen ausgewuchtete Trog selbst angetrieben wird, als wenn die Bewegung der Massen durch die reibungsschlüssigen Seile hindurch mittels angetriebener Trommeln geschieht. Ich komme auf diesen Punkt noch weiter unten ausführlich zurück.

Vorteilhaft im Sinne möglichst großer Reibungszahlen müssen verhältnismäßig dünne Seile mit ihren höheren spezifischen Auflagedrücken wirken, weil dabei die Schmiere aus den Berührungsflächen besser herausgedrückt wird, wie man dies bei hochbelasteten Rädern auf schmierigen Straßen beobachten kann. Zudem besteht keine Veranlassung, im vorliegenden Falle die Schmierung der Seile über den im Hebezeugbau üblichen Grad hinauszutreiben, zumal in der großen in Vorschlag gebrachten Seilzahl eine außerordentliche Sicherheit gegeben ist, und zumal es sich, soweit überhaupt Rostansatz auftreten sollte, dabei nur um eine auf die Seiloberfläche sich beschränkende Erscheinung, also gewissermaßen nur um einen Schönheitsfehler handeln würde.

Meine Bemerkung im ersten Aufsatz („Bautechnik" 1925, S. 494): „Die zwangläufige Übertragung von Kräften und Bewegungen sei der Elektrizität wesensfremd" hat den Ehrgeiz des Elektrotechnikers auf den Plan gerufen, und ich wurde daran erinnert, daß man in einer bekannten Anordnung entsprechend geschalteter Drehstrommaschinen ein vorzügliches Mittel zur Erzielung des Gleichlaufes bei Drehbewegungen zur Verfügung habe. Es wäre müßig, darüber zu streiten, wieweit der Ausdruck „wesensfremd" durch den Hinweis auf dieses vor etwa 30 Jahren bereits patentierte und gelegentlich auch angewandte Verfahren entkräftet oder eingeschränkt wird. Meine Bemerkung hat jedenfalls insofern ihre Schuldigkeit getan, als durch sie dieses alte Synchronisierungsverfahren erneut in den Kreis der Erörterung geworfen wurde, was um so lebhafter begrüßt werden muß, als tatsächlich gerade bei dem vorliegenden Problem des Schiffshebewerkes die Verhältnisse besonders günstig liegen, um die Vorzüge dieses Verfahrens in die Erscheinung treten zu lassen und zu einer Lösung zu verhelfen, durch die die selbsttätige dauernde Sicherstellung ganz gleichmäßiger Zugbelastung der Seile mit der zwangläufigen Parallelführung des Troges in eleganter Weise vereinigt werden kann.



M Windwerkmotoren, Anker in dem Ankerstromkreis der Spannungsdynamo hintereinander geschaltet.
B Lösungsbremsen im Ankerstromkreis.
E Erregerdynamo für die Spannungsdynamo, gleichzeitig Dynamo für die Motorenfelder.
F Feldwicklungen der Motoren, hintereinander gespeist von der Erregerdynamo *E*.
A Ausgleichmaschinen, Stator mit Drehstrom gespeist, die drei Schleifringe der Rotoren parallelgeschaltet als Ersatz der starren durchlaufenden Welle des ersten Vorschlages.
L Spannungsdynamo (sogen. Leonarddynamo).
D Drehstromgenerator zur Speisung der Statoren der Ausgleichmaschinen.

Abb. 12. Schaltbild des elektrischen Antriebes für das Schiffshebewerk.

Das vorgeschlagene Verfahren, den Gleichlauf der Windwerkmotoren zu sichern, beruht auf folgender Anordnung:

Die Motoren, deren Gleichlauf angestrebt wird, werden mit gewöhnlichen Drehstrommaschinen mechanisch gekuppelt. Die Gehäuse dieser Maschinen (Statoren) werden in Parallelschaltung durch Drehstrom erregt, so daß die Läufer (Rotoren) in ein Drehfeld versetzt werden, und zwar bereits im Stillstande. Zur Erzeugung des Drehstromes ist ein besonderer Drehstromgenerator erforderlich. Die Wicklung der Läufer ist mit drei Schleifringen verbunden, wodurch die in der Wicklung durch das Drehfeld der Gehäuse induzierte elektromotorische Kraft nach außen abgeleitet werden kann. Verbindet man nun die zusammengehörigen Schleifringe der Maschinen miteinander, so heben sich die elektromotorischen Kräfte der Läufer, solange sie in gleicher Phase und deshalb gleich groß sind, auf, und es fließt kein Ausgleichstrom zwischen ihnen. Versucht aber einer der so gekuppelten Gleichstromwindenmotoren vorzueilen, so überwiegt die Spannung in der mit ihm gekuppelten Drehstrommaschine, sie liefert Ausgleichstrom an die anderen, läuft also als Generator und arbeitet der Neigung des Windenmotors vorzueilen gleich in ihrem Entstehen entgegen. Will dagegen infolge größerer mechanischer Widerstände ein Windenmotor zurückbleiben, so erhält die mit ihm gekuppelte und deshalb auch nachhinkende Drehstrommaschine Ausgleichstrom von den anderen, läuft als Motor und unterstützt den mit ihr gekuppelten Windenmotor durch ein zusätzliches Drehmoment.

Kuppelt man nun jeden der 32 Windenmotoren mit je einer solchen Ausgleichmaschine (Abb. 12), so erhält man das elektrische Analogon der mechanischen Kupplung der Windwerke mittels einer durchlaufenden Welle, wie diese von mir in dem ersten Aufsatz vorgeschlagen worden ist. Ebenso wie diese Welle das mechanische Ausgleichdrehmoment Null zu übertragen hat, solange jedes Windwerk seinen zugehörigen Windenmotor mit dem gleichen Drehmoment belastet, so wird jetzt unter den gleichen Umständen der Ausgleichstrom zwischen den Rotoren Null. Und wie bei der durchlaufenden Welle die Reibungskupplungen durch Rutschen nachgeben würden, wenn das Ausgleichdrehmoment einen gewissen Betrag überschreiten würde, so würden auch die Ausgleichmaschinen nachgeben, wenn das von ihnen geforderte Ausgleichdrehmoment ihr sogenanntes Kippmoment, d. h. ihre Richtkraft, überschreiten würde. Ein Vergleich dieser — wenn man so sagen darf — „elektro-magnetischen Welle" mit der mechanischen ergibt für die erstere eine etwas größere Nachgiebigkeit gegenüber der größeren Starrheit der mechanischen Welle.

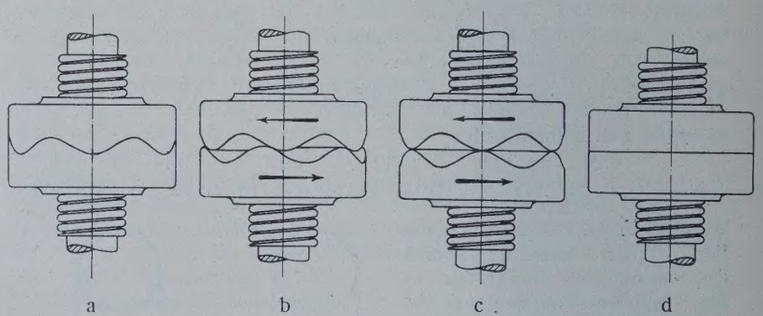


Abb. 13. Rutschkupplungen.

Eine Veranschaulichung der Wirkungsweise der Drehstrommaschinen findet man in einer Zahnrutschkupplung, deren Zähne wellenförmig ausgebildet sind, wie dies in Abb. 13a zum Ausdruck kommt. Die gegeneinander nicht verdrehten Zahnwellen entsprechen dem Gleichlauf mit dem Ausgleichdrehmoment Null. In Abb. 13b hat das Ausgleichdrehmoment eine Phasenverschiebung der Ausgleichmaschinen bewirkt, der ein bestimmter Ausgleichstrom entspricht. Die Zahnstellung in Abb. 13b dürfte bereits das Kippmoment darstellen, bei dem der Größtwert der mitnehmenden Kraft gerade erreicht und überschritten wird und die Ausgleichmaschine um einen Phasenschritt weiterschnappt, wobei sie durch die Stellung 13c (Wellenkamm auf Wellenkamm) geht, um in eine neue Stellung wie in 13a zu gelangen.

Die Wirkung der mechanischen Reibungskupplungen ist gekennzeichnet durch die Abbildung der einfachen Rutschkupplung (Abb. 13d). Diese gibt während des Ausgleichdrehmomentes keine Winkelverdrehung bis zum Augenblicke des Rutschens, wenn die Reibung der Ruhe überwunden wird.

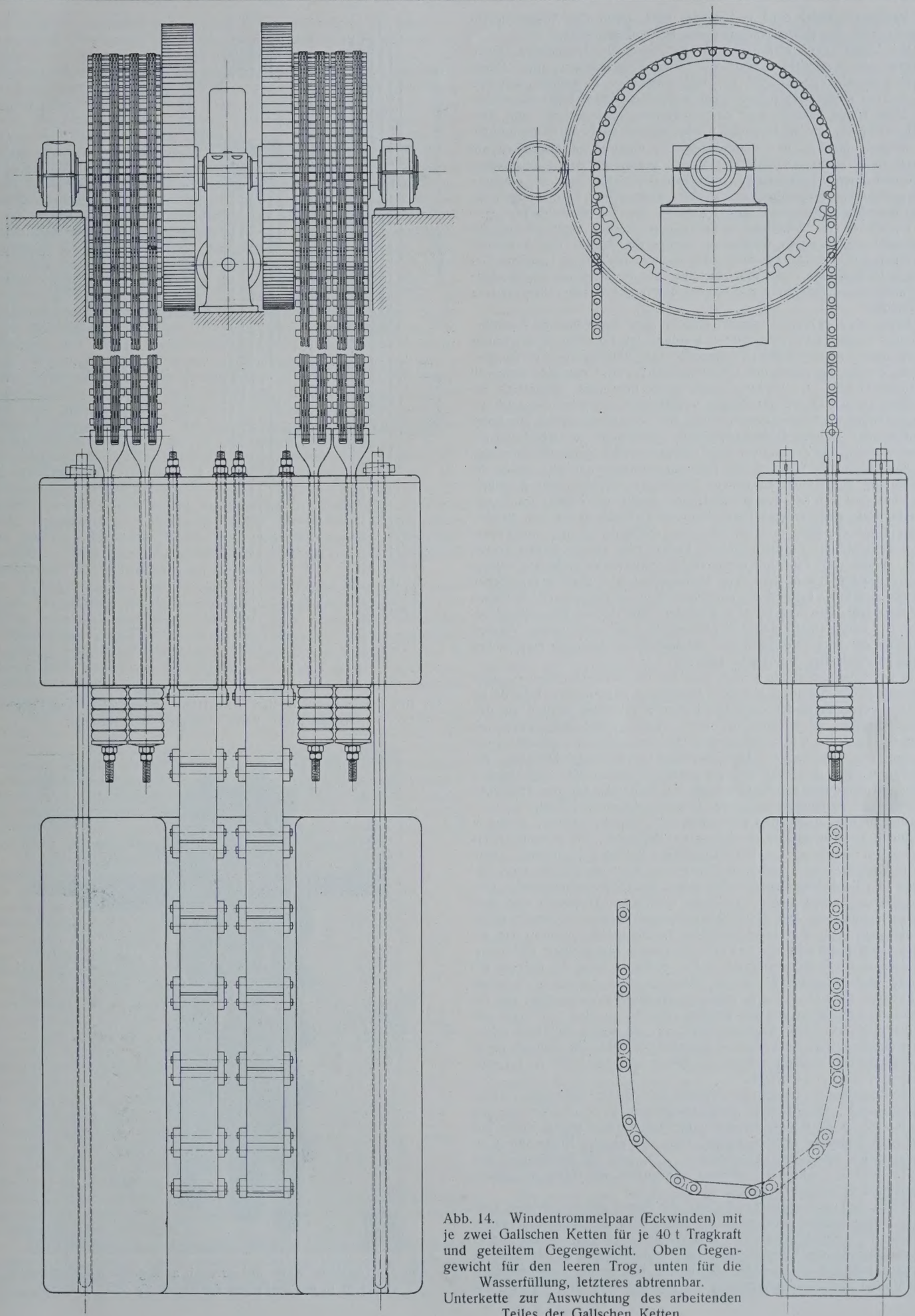


Abb. 14. Windentrommelpaar (Eckwinden) mit je zwei Gallschen Ketten für je 40 t Tragkraft und geteiltem Gegengewicht. Oben Gegengewicht für den leeren Trog, unten für die Wasserfüllung, letzteres abtrennbar. Unterkette zur Auswuchtung des arbeitenden Teiles der Gallschen Ketten.

Die Mitnahme findet dann erst wieder statt, wenn das Ausgleichdrehmoment unter das Reibungsmoment der Bewegung gesunken ist.

Ein Vorteil der „elektrischen Welle“ wäre die Möglichkeit, durch gleichzeitiges Ausschalten sämtlicher Ausgleichmaschinen alle „Kupplungen“ mit einem Schaltgriff aus- und einschalten zu können, während man bei der mechanischen Welle jede Kupplung einzeln bedienen müßte. Auf diese Weise bekäme man eine Anordnung von Motoren und Ausgleichmaschinen, wie sie in dem Stromlaufschema (Abb. 12) dargestellt ist.

Wieweit man in der Vermehrung der elektrischen Maschinen auf das Doppelte einen Nachteil oder Vorteil gegenüber der mechanischen Welle mit ihren 30 Kupplungen erblicken will, hängt von der größeren oder geringeren Vertrautheit mit solchen elektrischen Einrichtungen ab, deren unbedingte Betriebssicherheit z. B. für den Elektrotechniker wegen der Einfachheit der Schaltung außer jedem Zweifel steht. Wenn ich gleichwohl weiter unten empfehlen werde, die Anzahl der Ausgleichmaschinen auf eine viel geringere Zahl zu beschränken, so geschieht dies weniger im Interesse einer Vereinfachung, als vielmehr um die Vorteile der Hintereinanderschaltung der Windenmotoren in ihrem vollen Umfang auszunutzen.

Bevor ich aber hierauf eingehe, muß ich noch einen anderen Punkt behandeln. Es ist darauf hingewiesen worden, daß trotz der in der Studie vorgesehenen mechanischen Verbindung der Windwerke die Parallelführung des Troges wegen des „Dehnungsschlupfes“ der Seile nicht voll gewährleistet sei. Es könnten z. B. durch besonders ungünstige Belastungen an den Enden des Troges Verhältnisse auftreten, die eine einseitige ständig wachsende Vergrößerung des Dehnungsschlupfes zur Folge haben würden. Diese Bedenken können nicht ganz von der Hand gewiesen werden, und deshalb erscheint der gleichzeitig gemachte Vorschlag, die unwillkommene Wirkung des Dehnungsschlupfes der Seile durch die Verwendung von Ketten an einigen Stellen aufzuheben, sehr glücklich. Man kann zunächst bei den Windwerken an den vier Ecken des Troges die zehn Seile eines jeden Windwerks durch Gallsche Ketten von gleicher Tragkraft wie die Seile ersetzen, die man durch Anordnung von Federn oder Gummipuffern an ihren beiden Enden zum gleichmäßigen Tragen bringt. Wenn man dann nur diese vier Eckwindwerke elektrisch zwangläufig verbindet, indem man ihre Motoren mit den oben besprochenen Ausgleichmaschinen kuppelt, die übrigen 28 Motoren aber sich frei elektrisch auswirken läßt, wie dies in dem Schaltbild Abb. 19 zur Darstellung gebracht ist, dann erhält man eine Anordnung, die sehr große Vorzüge gegenüber der zuerst vorgesehenen mechanischen oder auch elektrischen Zwangläufigkeit aller Windwerke aufweist.

In der neuen Schaltung werden also nur die Eckwindenmotoren durch die Ausgleichmaschinen zu gleichem Arbeitsweg gezwungen. Und da infolge der Verwendung der Gallschen Ketten mit keinem Schlupf auf den Windentrommeln zu rechnen ist, wird dieser gleiche Arbeitsweg mit Sicherheit auch auf die Befestigungsenden der Ketten als gleicher Hubweg am Trog übertragen. Die überhaupt geringfügige Dehnung der Ketten unter sich darf außerdem als genügend gleichmäßig angenommen werden, so daß durch sie die Gleichheit der Hubwege der vier Trogecken und somit die Parallelbewegung des Troges gewährleistet wird.

Alle zu Rate gezogenen Hersteller von Gallschen Ketten sehen in den hohen Belastungen (rd. 40 t) keinerlei Bedenken, um so weniger, als schon gute Erfahrungen mit Ketten für 250 t Belastung vorliegen. Eine für das Windwerk unverbindliche Darstellung der Kettenwinde zeigt Abbildung 14. Die Abmessungen, insbesondere der Teilkreisdurchmesser, sind gleich denen der Seilwinden. Auf jeder der beiden Trommeln sind zwei Ketten angenommen. Die gewählte Kettenkonstruktion hat unbestreitbare Vorteile gegenüber den sonst üblichen Ausführungen, insofern als die Bolzen beiderseits über die Laschen als Zapfen hinausragen und ihrerseits auch in Kettenräder eingreifen. Die Beanspruchung des Bolzens auf Biegung wird auf diese Weise eine außerordentlich günstige. Zwischen den Laschen sind etwa 1 mm starke Blechscheiben vorgesehen, die die Schmierung erleichtern und die Reibung vermindern (Abb. 15). Das mir von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, die schon mehrfach solche Ketten verwendet hat, zur Verfügung gestellte Bild (Abb. 16) veranschaulicht den Eingriff einer derartigen Kette ins Kettenrad. Die Kette ist für eine Belastung von 225 t berechnet.

Die Befreiung der übrigen Windenmotoren von ihrer bisherigen Zwangläufigkeit stellt insofern einen ganz bedeutenden Vorteil für den Betrieb dar, als dadurch die Windenmotoren unbehindert durch äußere Kräfte nur die eine Aufgabe zu erfüllen haben, stets das gleiche Drehmoment an ihr zugehöriges Windwerk zu übertragen, d. h. also die Seilgruppen alle mit der gleichen Zugkraft zu spannen, ohne dabei wie früher an gleiche Wegstrecken gebunden zu sein.

Die Einstellung auf gleichen Seilzug, die früher nur in gewissen Zeiträumen vorgenommen werden sollte, indem man sämtliche Kupplungen löste, die Windenmotoren bis fast zum Anlauf unter Strom setzte und in diesem Zustande die Kupplungen wieder schloß, geschieht jetzt dauernd selbsttätig während des normalen Betriebes. Das ist der außerordentlich große Vorteil, den die Beschränkung des zwangläufigen Antriebes auf die

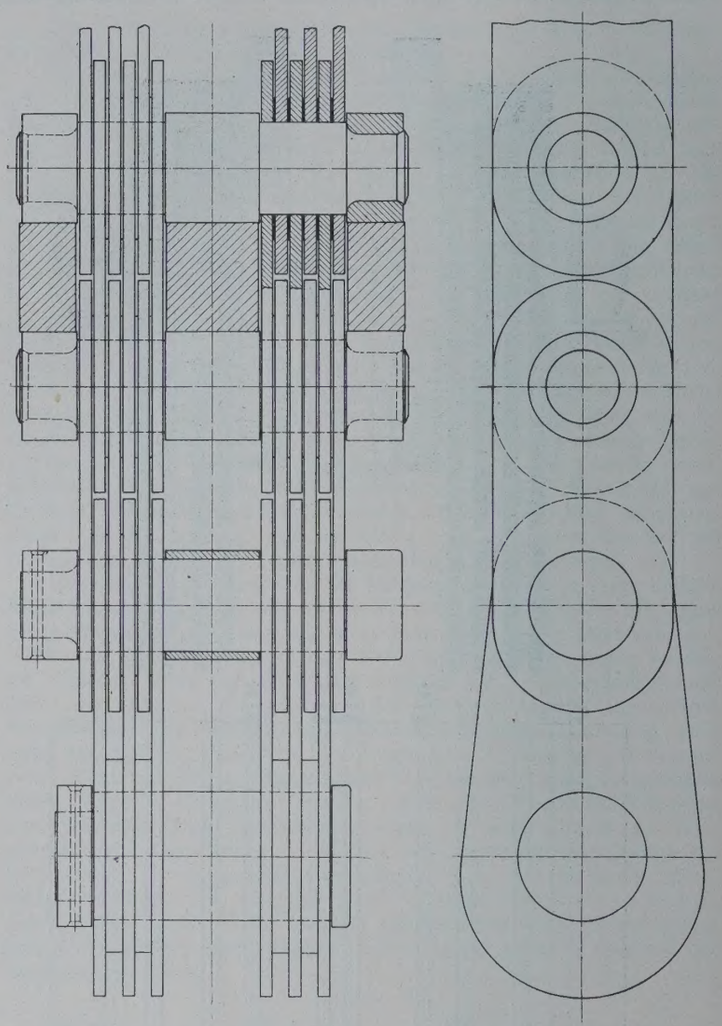


Abb. 15. Gallsche Kette
für 40 t Tragkraft mit dreifach gestütztem Gelenkbolzen und Endglied. Laschen durch 1 mm dicke Scheiben getrennt.

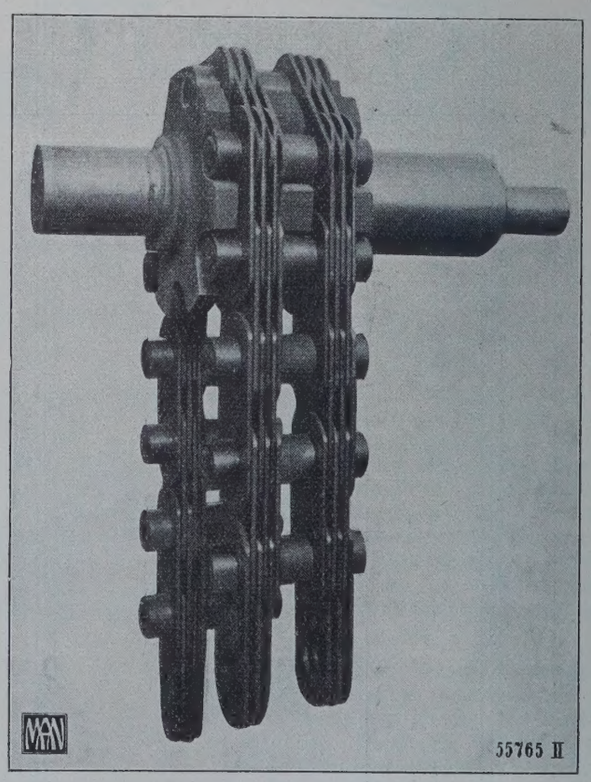


Abb. 16. Gallsche Kette mit dreifach aufliegendem Gelenkbolzen, eingelegt in ein dreifaches Kettenrad, für 225 t Tragkraft.

vier Eckwinden gebracht hat. Eine durch irgendwelche Umstände hervorgerufene Verbiegung des Troges könnte nunmehr im Gegensatz zu früher keine ungleiche Belastung der Seilgruppen bewirken, weil sofort die Windenmotoren ausgleichend eingreifen. Auch wenn sich umgekehrt die Seile verschieden längen sollten, verhindern die Motoren ein Schlaffwerden oder Straffen der Seile. Von einer Seite wurde für diese ganz gleich anhebenden Winden ein sehr treffender Vergleich gebraucht: Es sei ebenso, als ob der Trog auf jeder Seite von 16 Händen getragen würde, deren jede ihn dauernd mit ganz genau der gleichen Kraft unterstützte. Die Hände an den Enden des Troges brauchen ihre Hubkraft unter diesen Verhältnissen nur ganz geringfügig gegeneinander abzugleichen, um die wagerecht-parallele Lage des Troges zu überwachen, weil ja immer gleich die übrigen 14 Hände auf jeder Seite das Gröbste mitbesorgen. Selbstverständlich wird man diese die wagerechte Lage des Troges überwachenden Hände an den äußersten Enden, am größten Hebelarm angreifen lassen, weil dann die zum Richten erforderlichen zusätzlichen Kräfte am kleinsten werden entsprechend den Wegen, die hier am größten sind. Die Aufgabe dieser richtenden Hände an den Enden des Troges erfüllen aber die vorgeschlagenen Drehstromausgleichmaschinen in mustergültiger Weise, denn ihr Eingreifen geschieht selbsttätig sofort mit der größten Feinfühligkeit, und zwar in entgegengesetztem Sinne, also überaus wirkungsvoll. Will an dem einen Trogende ein Windenmotor voreilen, so wird er sofort durch seine Ausgleichmaschine gebremst, weil diese an die übrigen Ausgleichstrom zu liefern hat. Gleichzeitig wird am anderen Trogende der etwa zurückbleibende Windenmotor beschleunigt, weil seine zugehörige Ausgleichmaschine den von der anderen Trogseite kommenden Ausgleichstrom aufnimmt, ihn in Drehmoment verwandelt, und so als Motor laufend ihren unterstützungsbedürftigen Windenmotor antreibt. Bei den Siemens-Schuckertwerken ist eine Versuchseinrichtung von vier Maschinenpaaren eingehend erprobt worden, die ein überaus günstiges Ergebnis lieferte, insofern, als bei der gewählten Schaltung die vier Motoren trotz ungleichmäßigster Belastung — der eine im Leerlauf, der andere mit höchster, die letzten beiden mit dazwischenliegenden Belastungen laufend — auch durch die größte Rücksichtslosigkeit beim Einschalten nicht außer Tritt gebracht werden konnten.

Es wäre natürlich auch möglich, die vier Eckwindwerke im Viereck durch mechanische Wellen miteinander zu verbinden, so daß je eine Welle beiderseits des Troges über die ganze Länge des Hebewerkes durchläuft und je eine Welle die an den Trogenden einander gegenüberliegenden Eckwindwerke verbindet. Die elektrische Lösung ist aber in diesem Falle ohne Frage die elegantere. Da auch gegen ihre Betriebssicherheit Bedenken nicht bestehen, könnte sie nur eine gefühlsmäßige Ablehnung erfahren.

Nicht uninteressant ist der von einer Seite gebrachte Hinweis, daß es bei den im Anker hintereinander geschalteten Windwerkmotoren nur einer ganz geringen Überlastung eines einzelnen Motors bedürfe, um ihn sofort zum Stehen zu bringen, und daß dann die nach beiden Drehrichtungen wirkende Selbstsperrung des Schneckenvorgeleges den Ausgleich der Kräfte mit den anderen Motoren verhindern könnte. Diese Befürchtung ist unbegründet, wenigstens so lange, als es sich um eine Überlastung handelt, die von einem Widerstande ausgeht, der sich vom Motor aus gesehen hinter dem Schneckengetriebe befindet.

Angenommen, der überlastete Motor begänne wirklich langsamer zu laufen, so würde er hinter seinem Schneckengetriebe zurückbleiben müssen, weil dieses von den unter dem Einfluß der übrigen Motoren weiterlaufenden Massen des Hebewerkes (Trog- und Gegengewichte) mitgenommen würde, und zwar in dem gleichen Sinne, in dem es der Motor anzutreiben hat. Dadurch träte aber allmählich eine völlige Entlastung des zurückbleibenden Motors ein (Abb. 17). Soweit kann es aber gar nicht kommen, weil der Motor dauernd unter Drehmoment, und zwar unter dem gleichen wie die anderen steht, d. h. ständig den Zahndruck P im Sinne der Bewegung erzeugt. Deshalb muß er, sobald seine Belastung bis zu diesem Drehmoment gesunken ist, sich mit seiner vollen Leistung wieder an der ordnungsmäßigen Mitarbeit beteiligen.

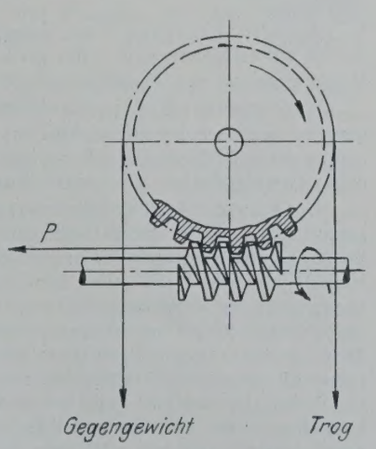


Abb. 17.

Anders liegen die Verhältnisse allerdings, wenn der Motor durch irgendwelche Ursachen daran verhindert wird, sein Drehmoment überhaupt an die Schnecke zu übertragen, sei es, daß die Schneckenlager festgefressen wären, sei es, daß sein Anker durch Kurzschluß ausgeschaltet oder durch Klemmung oder sonstwie mechanisch festgehalten wäre. In einem solchen Falle würde der sich senkende Trog die Seile der Gruppe sprengen (was auch noch keine Katastrophe bedeuten würde) oder der sich hebende Trog die Seile bis zur völligen Lose anheben, so daß sie von dem zugehörigen Gegengewicht mit einem Ruck nachgeholt würden.

Ein solcher Zustand muß selbstverständlich unbedingt vermieden werden; allerdings nicht etwa dadurch, daß man die Selbstsperrung der Schnecke aufhebt, um sie durch eine Haltebremse zu ersetzen, denn auf diese Weise würde man den Schneckentrieb seines bedeutsamsten Konstruktionswertes berauben. Abgesehen davon wäre es aber auch unangebracht, durch rückwärts getriebene Schneckenvorgelege Störungen der angeführten Art gewaltsam überwinden und verschlimmern zu lassen. Dazu kommt, daß solche Störungen sehr unwahrscheinlich sind, ja vermutlich überhaupt nicht vorkommen werden.

Letzteres darf nun allerdings für den Konstrukteur kein Grund sein, nicht doch mit solchen Vorkommnissen zu rechnen, insbesondere, wenn die Abhilfe sich so von selbst ergibt wie im vorliegenden Falle. Die elektrische Überwachung der 32 im Anker hintereinander geschalteten Windenmotoren war immer schon in Aussicht genommen. Im normalen Betriebe erhält jeder Motor den 32. Teil der von der Spannungsdynamo jeweils erzeugten Gesamtspannung. Bleibt nun ein Motor aus irgend einem Grunde zurück oder gar stehen, so sinkt die Spannung an seinen Ankerklemmen im letzteren Falle bis auf den unbedeutenden Betrag, der notwendig ist, um die jeweilige Ankerstromstärke durch den geringfügigen Ohmschen Widerstand des Ankers zu treiben. Diese Verschiedenheit der Klemmenspannung wird nun dazu benutzt, um mittels eines einem jeden Motor zugeteilten Relais den Ankerstromkreis selbsttätig zu unterbrechen und so die ganze Anlage stillzusetzen. Die hohe Betriebssicherheit der vorgesehenen elektrischen Anlage beruht überhaupt auf den Vorzügen der Hintereinanderschaltung aller Motoren, wodurch u. a. auch die unbedingte Gewähr dafür gegeben ist, daß beim Abschalten des Stromes oder der Spannung immer sämtliche Motoren gleichzeitig stillgesetzt werden.

Bei meinem ersten Vorschlage hatte ich sämtliche Motoren durch Wellen miteinander verbunden, sogar die einander auf beiden Trogseiten gegenüberliegenden. Geheimrat Kammerer hat mich zuerst auf das Bedenkliche dieser Querwellen mit Rücksicht auf die Selbstsperrung der Winden aufmerksam gemacht. Wenn ich auch nach reiflicher Überlegung diese Bedenken heute nicht mehr teilen würde, so begrüße ich es doch aufrichtig, durch die neue Lösung der Notwendigkeit überhoben zu sein, die sehr verwickelten Verhältnisse, wie sie sich durch das Zusammenschalten der vielen Wellen ergeben hätten, erörtern und vertreten zu müssen.

Aus Kreisen des Brückenbaues wird die große Anzahl relativ dünner Seile beanstandet, ebenso wie die zahlreichen Windwerke, obwohl doch die Trommeldurchmesser von 2,2 m sehr gut die Verwendung stärkerer und weniger zahlreicher Seile und damit auch eine Verringerung der Windenzahl gestatteten. Diese Abneigung gegen viele verhältnismäßig dünne Seile beschränkt sich aber nicht auf diesen einen Fall, sondern wird oft angetroffen. Ich versuchte in den einzelnen Fällen dem Grunde dieser Abneigung nachzugehen und konnte feststellen, daß er stets in dem Zweifel an die ganz gleiche Belastungsmöglichkeit der Seile wurzelt. Dieses Mißtrauen wendet sich also eigentlich gar nicht gegen die Seile, die an Betriebssicherheit überhaupt von keinem anderen Konstruktionselement übertroffen werden können (Förderanlagen im Bergbau!), sondern gegen die scheinbar nicht genügend gewährleistete völlig gleiche Spannung der in Gruppen zu zehn Stück zusammengefaßten Seile. Eine Vermehrung der Seile muß stets als eine Vermehrung der Betriebssicherheit empfunden werden, wenn dafür gesorgt ist, daß jedes Seil mit unzweifelhafter Sicherheit den ihm zukommenden Teil am Tragen der Gesamtlast übernimmt. Dann kann man aber auf eine allzu große Bruchsicherheit verzichten und erhält so verhältnismäßig dünne, lehnige, sehr elastische Seile von großer Lebensdauer. Mit der Bruchsicherheit darf man um so tiefer heruntergehen, um die damit verbundenen Vorteile auszunutzen, je weniger im Betriebe die Belastung der Seile schwankt. Mit Recht weist das Münchener Gutachten darauf hin, daß in letzterer Beziehung bei einem Schiffshebewerk mit Naßförderung die Verhältnisse wegen der Gleichmäßigkeit der Belastung besonders günstig liegen.

In unserem Falle sind die Seile in Gruppen zu zehn Stück zusammengefaßt. Die Verringerung der Anzahl auf sechs oder gar auf vier in jeder Gruppe würde beim Unbrauchbarwerden eines Seiles einen erheblichen Ausfall an Tragkraft für die betreffende Gruppe bedeuten, wobei noch dazu bei dickeren Seilen unter sonst gleichen Verhältnissen mit größerem Verschleiß zu rechnen wäre.

Die Anzahl der Windwerke zu verringern, dürfte sich mit Rücksicht auf die Vergrößerung der Lagerdrücke, die Notwendigkeit dickerer Seile und die Erhöhung der Zahndrücke in den Vorgelegen nicht empfehlen. Bei der Annahme von vier Lagern für ein Doppelwindwerk kommen jetzt schon 55 bis 60 t Druck auf jedes Lager. Es wurde mit der Verwendung von Walzenlagern gerechnet, um das Anfahrmoment möglichst gering und insbesondere wenig verschieden von dem Betriebsmoment zu machen.

Je mehr man die Angriffspunkte der Tragkräfte am Trog z. B. durch Verringerung der Anzahl der Windwerke konzentrieren würde, desto mehr würde man sich von der idealen Lösung der Aufgabe entfernen, die den Trog womöglich wie in einem Laken aufhängen möchte, um ihn selbst in der Konstruktion so leicht wie möglich halten zu können. Man würde auf die Ausnutzung eines dem Wesen der Elektrizität eigentümlichen Vorteils, nämlich ihrer leichten Unterteilbarkeit und Regelbarkeit verzichten, wenn man, ohne durch ganz triftige Gründe gezwungen zu sein, die Zahl der Windwerke verringern wollte.

Eine sehr berechtigte Frage wurde aufgeworfen, nämlich die nach dem Wirkungsgrade der Winden, der dadurch ungünstig beeinflußt wird, daß die Abmessungen der Vorgelege, insbesondere die Verzahnungen den sehr hohen Belastungen angepaßt werden müssen, die sich beim Leerlaufen des Troges durch das Übergewicht der Gegengewichte ergeben, während bei dem gewöhnlichen Betrieb mit gut ausgewuchtetem Trog die Vorgelege im Vergleich hierzu nur geringfügige Kräfte aufzunehmen haben.

Auch über diesen Punkt habe ich mir das Gutachten meines Bruders in München eingeholt, der sich hierüber wie nachstehend äußert.

„Bei den Triebwerken des Schiffshebewerkes liegen die Verhältnisse wie folgt: Die Triebwerke müssen für einen Zahndruck von 40 t im Stirnradvorgelege gebaut werden, wenn sie diesen Zahndruck auch nur im Ruhestand aufzunehmen haben. Sie arbeiten für gewöhnlich mit wesentlich niedrigeren Zahndrücken. Es seien hier die in den Verhandlungen bisher in Betracht gezogenen Zahndrücke von 4 t, 2 t und noch ein zu bestimmender Zahndruck, der bei vollkommen ausgewuchtetem Trog auftreten würde, angenommen. In meinem Buch „Entwerfen im Kranbau“ habe ich in dem Abschnitt „Wirkungsgrad“ eine von der jeweiligen Belastung des Triebwerkes abhängige Beziehung für den Wirkungsgrad aufgestellt. Ich darf mich wohl ohne weiteres darauf berufen und die dort gebrauchten Bezeichnungen benutzen.

Im vorliegenden Falle besteht das Hubwerk aus einem Schneckengetriebe (selbstsperrend) und einem Vorgelege. Es kommt also die Gl. 425 auf S. 93 in Betracht mit $n = 1$

$$\eta_h = \frac{1}{\frac{1}{\eta_t \cdot \eta_{\omega h} \cdot \eta^n} + \left[\frac{1}{\eta_{\omega h}} \cdot \frac{\eta^{-(n+1)} - 1}{\eta^{-1} - 1} + 1\right] \cdot c \frac{M}{M_l}}.$$

Da sich die Drehmomente M und M_l der Trommelachse verhalten wie die Zahndrücke $P = 40$ t bezw. $P_l = 4$ t, oder 2 t, oder . . . t im Stirnradvorgelege, darf gesetzt werden:

$$\frac{M}{M_l} = \frac{P}{P_l}$$

P = Nennlast, für die die Abmessungen des Triebwerkes berechnet sind,
P_l = jeweils angehängte Last.

Bei einem gewöhnlichen Hubwerk, das nur mit einem Bruchteil seiner Nennlast belastet ist, verändern sich die Seilspannung und der Lagerdruck der Trommelachse entsprechend dieser Belastung. Bei dem hier vorliegenden Hubwerk bleiben jedoch Seilspannung und Lagerdruck der Trommelachse unabhängig von dem jeweils angenommenen Zahndruck mit großer Annäherung konstant. Da die zur Berechnung des Wirkungsgrades benutzte Formel 426 auf den Verhältnissen eines gewöhnlichen Hubwerkes aufgebaut ist, würden sich für den Wirkungsgrad etwas zu günstige und dementsprechend für die Leistung etwas zu kleine Werte bei allen nicht der Nennbelastung entsprechenden Verhältnissen ergeben. Die Gleichung 428 auf S. 93:

$$\eta_h = \frac{1}{[A] + \frac{K}{M_l}} \qquad \eta = \frac{1}{[A] + \frac{K}{M_l}}$$

bietet die Möglichkeit, auch diese außergewöhnlichen Verhältnisse zu berücksichtigen. Zunächst können auch hier die Drehmomente K und M_l ersetzt werden durch die Zahndrücke S und P_l. S ist die zur Überwindung der Seilsteifigkeit erforderliche Kraft am Trommelumfang, während P_l die bisherige Bedeutung behält. Nimmt man den Verlust durch Seilsteifigkeit und Seilreibung zu 0,8 % an, so erhält man für

$$S = \frac{40}{100} \cdot 0{,}8 = 0{,}32 \text{ t}.$$

Unter der Voraussetzung, daß der Trommeldurchmesser = Zahnradteilkreisdurchmesser ist, betrüge der kleinste Zahndruck, mit dem das Hubwerk noch betrieben werden kann, demnach 320 kg.

Ferner wird angenommen für

$\eta_t = 0{,}992$ (Trommelwirkungsgrad),
$\eta = 0{,}96$ (Wirkungsgrad des Zahnradvorgeleges ohne Leerlaufverlust),
$\eta_{wh} = 0{,}495$ (Wirkungsgrad des Schneckengetriebes beim Heben),
$c = 0{,}02$ (Leerlaufzahl für Kugel- und Walzenlagerung).

A bedeutet den Ausdruck im Nenner der Gleichung 426.

Ausgeschrieben lautet die Gleichung 428

$$\eta_h = \frac{1}{\frac{1}{\eta_t \cdot \eta_{\omega h} \cdot \eta^n} + \left[\frac{1}{\eta_{\omega h}} \cdot \frac{\eta^{-(n+1)} - 1}{\eta^{-1} - 1} + 1\right] c \frac{M}{M_l} + \frac{K}{M_l}}.$$

Um ein Bild zu erhalten, wieweit bei Betrieb des Hebewerkes der Arbeitsverbrauch ungünstig beeinflußt wird durch die Forderung, daß das Triebwerk für 40 t gebaut sein soll, obwohl es nur mit 4 t, bezw. 2 t, bezw. 0,32 t arbeitet, sei einmal angenommen, daß das Zahnradvorgelege und das Schneckengetriebe in den Abmessungen lediglich für einen größten Zahndruck von 4 t, bezw. 2 t, bezw. 0,32 t gebaut wären. Die verschiedenen Wirkungsgrade und die erforderlichen Arbeitsleistungen bezogen auf eine Trommel ergeben sich aus nachfolgender Aufstellung, wiederum unter der Annahme, daß der Trommeldurchmesser = Zahnradteilkreisdurchmesser ist und daß die Hubgeschwindigkeit = 0,1 m/Sek. beträgt.

Lfd. Nr.	Zahndruck, für den das Triebwerk gebaut ist, P in t	Zahndruck, mit dem das Triebwerk arbeitet, P_l in t	Wirkungsgrad η_h	Erforderliche Leistung in kW	PS
1	4	4	0,450	$\frac{4000 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}450 \cdot 1{,}36} = \frac{11{,}85}{1{,}36} = 8{,}72$	756
2	2	2	0,450	$\frac{2000 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}450 \cdot 1{,}36} = \frac{5{,}93}{1{,}36} = 4{,}36$	380
3	0,32	0,32	0,450	$\frac{320 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}450 \cdot 1{,}36} = \frac{0{,}948}{1{,}36} = 0{,}697$	60
4	40	4	0,311	$\frac{4000 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}311 \cdot 1{,}36} = \frac{17{,}16}{1{,}36} = 12{,}62$	1100
5	40	2	0,232	$\frac{2000 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}232 \cdot 1{,}36} = \frac{11{,}51}{1{,}36} = 8{,}46$	735
6	40	0,32	0,063	$\frac{320 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}063 \cdot 1{,}36} = \frac{6{,}76}{1{,}36} = 4{,}97$	432

Aus der Spalte 6 geht hervor, daß die Mindestleistung, die für den Betrieb des Hebewerkes erforderlich ist,

$$64 \cdot 4{,}97 = 318 \text{ kW} = 432 \text{ PS}$$ beträgt.

Zusätzliche Leistungen für Beschleunigung, für Reibung in den Führungen usw. sind dabei nicht berücksichtigt.

Betrachtet man das Ergebnis auf seine praktische Genauigkeit hin, so muß festgestellt werden, daß verschiedene der gemachten Annahmen auf ungenügenden Erfahrungswerten beruhen.

η_t und die Seilsteifigkeit.

Die auf Versuchen beruhenden Angaben in der Literatur sind spärlich. Die Verluste durch Seilsteifigkeit ohne besondere Versuche niedriger als 0,8 % bezw. $\eta_t > 0{,}992$ anzunehmen, ist nicht ratsam. Es ließen sich aber ohne zu große Kosten mit einer Seilprobe für das Hebewerk Versuche ausführen.

Der Wirkungsgrad η des Zahnradvorgeleges ohne Leerlaufverluste ist mit 0,96 angenommen. Bei genau gefrästen Zähnen und sehr guter Montage auf starrem Maschinenrahmen könnte $\eta = 0{,}97$ gerechnet werden.

Wirkungsgrad $\eta_{\omega h}$ des Schneckengetriebes. Mit $\eta_{\omega h} = 0{,}495$ befindet man sich bereits so nahe an der Grenze der Selbstsperrung, daß eine weitere Erhöhung des Wirkungsgrades nicht zulässig erscheint, ohne einen Grundgedanken der ganzen Konstruktion zu gefährden.

Leerlaufzahl c. Für die Leerlaufzahl c finden sich in der Literatur keine Angaben, da diese Größe erst durch die von mir abgeleiteten Wirkungsgradgleichungen unter Berücksichtigung der Leerlaufwiderstände eingeführt wurde. Ich selbst konnte bisher aus Geldmangel keine Versuche in dieser Richtung ausführen, sondern habe die in meinem Buch angegebenen Werte aus einigen wenigen Ausführungen abgeleitet, von denen mir die dazu nötigen Unterlagen vorlagen. Sobald aber Konstruktionszeichnungen des Triebwerkes für das Hebewerk vorliegen, könnte c für diesen besonderen Fall mit guter Genauigkeit bestimmt werden, besonders wenn es sich um Kugel- und Walzenlagerung handelt. Es wäre möglich, daß dann vielleicht mit etwa $c = 0{,}015$ gerechnet werden könnte.

Für $\eta_t = 0{,}992$, Seilsteifigkeit 0,8 %, $\eta = 0{,}97$, $\eta_{\omega h} = 0{,}495$ und $c = 0{,}015$ würde sich dann eine Gesamtleistung für den Betrieb des Hebewerkes ergeben von

$$L = 64 \cdot \frac{320 \cdot 0{,}1}{75 \cdot 0{,}0797 \cdot 1{,}36} = 252 \text{ kW} = 342 \text{ PS}$$

bei vollkommen ausgewuchtetem Trog, ohne Beschleunigungsleistung und ohne Berücksichtigung sonstiger Reibungsverluste in Führungen usw.

Seilsteifigkeit und Seil.

Auf S. 23 (oben) meines Buches ist darauf hingewiesen, daß die Verluste durch Seilsteifigkeit und Seilreibung beim Überlaufen des Seiles über Seilrollen noch nicht genügend geklärt sind. Jedenfalls hängt die Seilsteifigkeit ab von

der Drahtstärke δ,
der Bruchfestigkeit K_z des Drahtstoffes,
der Anzahl z der Drähte im Seil,
der Belastung P des Seiles.

Der Einfluß dieser einzelnen Größen auf die Seilsteifigkeit ist in genauer Weise durch Versuche noch nicht festgestellt. Allgemein nimmt man an, daß sich bei dem gleichen Seil die Seilsteifigkeit etwa proportional der Belastung P verändert, und die angegebenen Verlustwerte beziehen sich auf gebräuchliche Bauarten, bei denen in gewissen Grenzen ein annähernd gleichbleibendes Verhältnis zwischen δ und dem Seildurchmesser d vorhanden ist. Der Seildurchmesser d allein bietet keinen Anhalt für die Steifigkeit des Seiles. Es kommt ganz darauf an, aus wieviel Drähten das Seil zusammengesetzt ist und wie hart der Drahtstoff ist. Voraussichtlich dürfte auch die Art, wie das Seil geschlagen ist (Albertschlag — Kreuzschlag) einen Einfluß ausüben. In meiner Sammlung besitze ich zwei je 1 m lange Seile nachfolgender Bauart:

Seil I.
$d = 30$ mm, 19 Litzen zu je 35 Drähten, $\delta = 0{,}85$ mm, Tiegelgußstahl $\sigma_B = 125$ kg/mm², keine Hanfseele, dreifach geschlagen, Bruchfestigkeit des Seiles 47 100 kg.

Seil II.
$d = 18$ mm, 6 Litzen zu je 19 Drähten, $\delta = 1{,}2$ mm, Pflugstahl $\sigma_B = 180$ kg/mm², Hanfseele 9 mm, zweifach geschlagen, Bruchfestigkeit des Seiles 23 200 kg.

Seil I läßt sich deutlich erkennbar mit geringerer Mühe von Hand durch Biegen mit seinen Enden zusammenstoßen als Seil II.

Da die Reibung der Drähte unter sich einen beträchtlichen Einfluß auf die Seilsteifigkeit ausübt, kann man die Seilsteifigkeit durch Verwendung nicht zu vieler Drähte günstig beeinflussen, d. h. man muß nicht übertriebene Anforderungen an die Gesamtsicherheit S des Seiles im gekrümmten Strang stellen. Aus diesem Grunde dürfte auch das Seil I gegenüber Seil II, wenn beide belastet sind, nicht mehr so günstig dastehen. Eine Gesamtsicherheit von $S = 4$ kann als vollkommen ausreichend angesehen werden.

Das in der Verkehrsausstellung in München ausgestellte Seil ist nach der Nachrechnung aus Tiegelgußstahl mit $\sigma_B = 125$ kg/mm² hergestellt und besitzt im geraden Strang eine Sicherheit $S_1 = 12$ und auf der Trommel von 3,5 m Durchm. eine Sicherheit $S = 5{,}18$. Würde man nur mit $S = 4$ rechnen, so ergäbe sich bei der gleichen Drahtstärke $S_1 = 8{,}4$ und ein Seil mit 154 Drähten statt mit $6 \cdot 37 = 222$ Drähten.

Bezüglich der Bauart würde ich ein Litzenspiralseil dem gewöhnlichen Litzenseil mit nur sechs Litzen vorziehen, weil bei mehreren Litzen mehr Drähte in den Trommelrillen zur Auflage kommen und somit der Flächendruck (die Abnutzung) geringer wird. Würde man z. B. ein Seil mit neun Litzen zu je $6 + 12$ Drähten $= 162$ Drähten und einer Hanf- oder Asbestseele im Seil und in den Litzen wählen, so würde zwar der Durchmesser d des Seiles ebenfalls 52 mm betragen, das Seil hätte aber bestimmt eine geringere Seilsteifigkeit als das in der Münchener Ausstellung.

Über den Albert- und Kreuzschlag ist zu bemerken, daß die Auflage der Drähte eines im Albertschlag hergestellten Seiles in den Trommelrillen günstiger ist als bei einem im Kreuzschlag geschlagenen Seil."

Ich glaubte, der Behandlung der einmal aufgeworfenen Wirkungsgradfrage nicht aus dem Wege gehen zu dürfen, und das Münchener Gutachten zeigt ja auch, daß hier außerordentliche Verhältnisse angeschnitten wurden, deren Betrachtung eine Reihe interessanter Fragen aufrollt, die aber ohne Beschaffung neuerer Versuchswerte nicht ganz präzise beantwortet werden können.

Die Möglichkeit, die Trommelrillen im Durchmesser genügend genau gleich untereinander herzustellen, wird von keiner Seite ernstlich bestritten. Es könnte aber eingewendet werden — wenn es bisher auch noch nicht geschehen ist —, daß sich die Rillen während des Betriebes ungleichmäßig abnutzten. Die Verhältnisse liegen hier nicht ganz einfach, insbesondere wegen der großen Elastizität der Seile, so daß eine restlose Beantwortung der Frage ohne Versuch nicht gegeben werden kann. Sieht man von Ungleichmäßigkeiten des Materials bei den sich gegenseitig abnutzenden Teilen ab, so könnten nur Unterschiede in der Belastung ungleiche Abnutzung hervorrufen. Da aber alle konstruktiven Maßnahmen möglichst gleiche Belastung der Seile zum Ziel haben, und außerdem angenommen werden darf, daß Abnutzungen in ausgleichendem Sinne wirken, so liegt kein Grund vor, Befürchtungen zu hegen. Auch die Tatsache, daß im Betriebe die Seilrillen ständig wechselnd von benachbarten Seilen belegt werden, muß in hohem Grade ausgleichend wirken.

Der Fall, daß die Rillendurchmesser an einem Windwerk in ihrer Gesamtheit größer oder kleiner als bei den Nachbarwinden sind, ist bei der Schaltung mit mechanisch unabhängigen Windenmotoren unbedenklich, denn selbst bei einer großen Abweichung im Durchmesser, beispielsweise um 2 cm, würde nur der zugehörige Windenmotor selbsttätig sich einstellend um etwa 1 % schneller oder langsamer laufen. Diese selbsttätige Anpassung ist, wie wir ja wissen, ein prinzipieller Vorteil der mechanisch unabhängigen elektrischen Hintereinanderschaltung der Windenmotoren und der eigentliche Angelpunkt meiner angestellten Betrachtungen.

An verschiedenen Stellen hatte ich Gelegenheit, auf die Feinfühligkeit der elektrischen Regelung und selbsttätigen Einstellung der Motoren auf gleiches Drehmoment hinzuweisen. Nun ist es noch erforderlich zu betonen, daß dieser elektrischen Feinfühligkeit eine ebensolche mechanische das Gleichgewicht halten muß, was darin zu bestehen hat, daß die Wirkungsgrade der Windwerke mit der größten Sorgfalt abgeglichen werden, denn nur dann kommt die ideal gleichmäßige Einstellung der Motoren auf gleiches Drehmoment auch in einer gleichen Zugbeanspruchung der Seile zum Ausdruck, weil ja das Drehmoment die Summe aller Widerstände zu überwinden hat, von der die Seilspannung nur ein einzelner Summand ist.

Ohne Zweifel wird die Gleichmäßigkeit der Windwerke bezüglich ihrer Reibungsverluste um so größer sein, je besser ihre Vorgelege eingelaufen sind. Das letztere könnte am besten dadurch geschehen, daß man zunächst nur mit dem leeren Trog in Betrieb geht, was auch sonst den Vorteil bieten würde, alle Verhältnisse und Einrichtungen erst unter geringerer Belastung arbeiten zu lassen und einstellen zu können. Zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, die Gegengewichte so einzurichten, daß der zur Auswuchtung des Wassergewichtes erforderliche Teil des Gegengewichtes in einfacher Weise abgetrennt und abgesetzt werden kann. Eine solche Lösung habe ich schematisch in Abb. 14 bei der Kettenwinde zur Darstellung gebracht. Sollte man die Windwerke und Motoren so ausführen, daß man den leergelaufenen Trog in seine oberste Stellung und noch etwas darüber hinaus fahren kann, so könnte man den unteren Teil der Gegengewichte absetzen und hätte damit die Möglichkeit, den leeren Trog in jede für die Ausbesserung zweckmäßig erscheinende Lage zu bringen. Bei der Auswuchtung über lose Rollen und Sperrung des ausgelaufenen Troges nur an vier Punkten würde eine Befreiung des Troges aus dieser Lage sehr viel schwieriger sein und im allgemeinen erst dann stattfinden können, wenn durch Wiederherstellen des verlorengegangenen Gleichgewichtes die Sperrstellen genügend entlastet werden könnten, um eine Bewegung zu gestatten. Es ist ein nicht zu unterschätzender Vorteil des auf sämtliche Seile verteilten Antriebes, daß das Hebewerk auch unter Überlast, gewissermaßen als große Senksperrbremse arbeitend, die Last in die Endlage zu bringen gestattet, in der dann die Anpassung der Gegengewichte an das Gewicht des leeren Troges vorgenommen und diesem damit die für die vorzunehmenden Arbeiten unter Umständen sehr wertvolle Bewegungsfreiheit verschafft werden kann.

Immer wieder wird in Zweifel gezogen, daß die zehn einerseits am Trog, anderseits am Gegengewicht befestigten Seile sich von selbst auf gleiche Belastung einstellen müssen. Ich habe meinen Ausführungen in der „Bautechnik" 1925, S. 493, in dieser Richtung höchstens hinzuzufügen, daß ich inzwischen so sehr von diesem selbsttätigen Ausgleich überzeugt worden bin, daß ich auf die Verwendung von Federn keinen Wert mehr legen und den festen Einbau der sorgfältig vorgereckten Seile empfehlen möchte. Auch der Grund, weshalb ich früher den Einbau der Federn auf der Trogseite für wichtig erklärt habe, ist durch die Beseitigung der starren Welle und die den Windenmotoren zurückgegebene freie Auswirkungsmöglichkeit weggefallen.

Die Frage des Spannungsausgleiches bei parallel geschalteten Seilen ist übrigens schon lange keine theoretische mehr, insofern als sich solche Anordnungen bei Aufzügen in den amerikanischen Wolkenkratzern (sechs Seile parallel) im Betriebe gut bewährt haben.[1])

Ein Vorwurf, wie er der von mir vorgeschlagenen Anordnung gemacht wird, besteht darin, daß behauptet wird, es trete eine zusätzliche Belastung der Seile ein, weil diese zum Antrieb herangezogen werden, was bei dem unmittelbaren Antriebe des über lose Seilrollen ausgewuchteten Troges nicht der Fall sei. Diese scheinbar ziemlich verbreitete Ansicht bedarf der Richtigstellung.

Nehmen wir an, der über lose Rollen gut ausgewuchtete Trog solle gesenkt werden, indem auf ihn, sei es durch Übergewicht, sei es durch die Antriebvorrichtung senkrecht nach abwärts gerichtete Kräfte ausgeübt werden, so wird er sich erst dann in Bewegung setzen, wenn die Spannung der Seile, an denen er hängt, so erhöht worden ist, daß sämtliche Widerstände, die sich der Bewegung entgegenstellen, also die Lagerreibung der

[1]) Z. d. V. d. I. 1914, S. 1250, „Amerikanische Personenaufzüge für große Hubhöhen und hohe Fahrgeschwindigkeiten" von Dr.-Ing. Franz Freisler.

Seilrollen, ihre Beschleunigung, die Beschleunigung der Gegengewichte und die Seilsteifigkeit auf beiden Seiten der Seilrollen überwunden werden. Hierzu sind aber, wie wir gesehen haben, nicht unbeträchtliche Kräfte notwendig, die eine recht erhebliche zusätzliche Belastung der Seile auf der Trogseite bedeuten. Man hat sich vor Augen zu halten, daß das ganze Übergewicht oder die ganze von den Antriebmaschinen abgegebene Energie (multipliziert mit dem Wirkungsgrade der Antriebvorrichtung) beim Senken des Troges in die Seile, an denen der Trog hängt, geschickt werden muß, und zwar über ihre normale Belastung hinaus. Bei dem Bestreben, die Bewegung des Hebewerkes durch Übergewicht einzuleiten oder zu unterstützen, ist übrigens Vorsicht geboten, weil die zur Einleitung der Bewegung erforderlichen Kräfte wesentlich größer sein können als diejenigen, die zu ihrer Aufrechterhaltung nötig sind. Kann man auf die letzteren nicht rasch genug heruntergehen, so hat man mit unbeabsichtigten und unwillkommenen Beschleunigungen zu rechnen. Der Unterschied zwischen Anlaufkraft und Betriebskraft wird besonders ungünstig bei Verwendung von Gleitlagern für die Seilrollen.

Im Gegensatze zu diesen Verhältnissen gelangt bei dem Antrieb des Hebewerkes durch die Motorwindwerke die zur Überwindung der Lagerreibung, des Windwerkwiderstandes und der Seilsteifigkeit erforderliche Energie überhaupt nicht in die Seile. Nur die zur Beschleunigung der Massen nötige Arbeit wirkt vorübergehend auf einen ganz geringen Teil des Hubweges erhöhend auf die Seilspannung und auch hier immer nur auf der Seite der jeweils aufwärts zu bewegenden Gewichte. Diese Anordnung bedeutet also, was die möglichste Schonung der Seile anlangt, die bei weitem günstigere Lösung.

Nun ist aber durchaus nicht immer mit vollkommener Auswuchtung zu rechnen; im Gegenteil, man wird als Konstrukteur gut tun, sich auf recht erhebliche Schwankungen des Wasserspiegels im Trog gefaßt zu machen. 1 cm Wasser mehr oder weniger im Trog bedeutet immerhin schon 10 t, 20 cm Unterschied bereits 200 t. In dem einen Fall verteilt sich die für 200 t erforderliche Hubkraft auf nur vier Antriebstellen, im anderen auf 32. Im letzteren Fall, d. h. bei den kraftschlüssig angetriebenen 32 Winden, wird dieser Zuwachs der Getriebebelastung spielend überwunden, im ersteren Falle ist mit Überlastungen der Getriebe zu rechnen, die die Materialbeanspruchungen bei ausgewuchtetem Trog um ein Vielfaches übersteigen und den Betrieb gefährden.

Hier scheint mir ein allgemeiner Vergleich zwischen meinem Windenentwurf mit den kraftschlüssigen, zur Sperrung des leergelaufenen Troges benutzten Seilen und dem Entwurf des über lose Seilrollen ausgewuchteten Troges, mit konzentriertem Antrieb des Troges etwa an vier Stellen, am Platze zu sein. Versuche an solchen losen Seilrollen, die allerdings mit Gleitlagern versehen waren, haben meines Wissens ergeben, daß im ungünstigsten Falle 900 kg Übergewicht am Umfang der Rolle (Durchm. 3,5 m) notwendig waren, um sie in Bewegung zu setzen. (Lagerreibung der Ruhe, Beschleunigungskraft und Seilsteifigkeit.)

Bei der vorgesehenen Anzahl von 128 solcher Rollen braucht der Trog eine Anzugkraft von 115 t zum Anfahren, sonstige Widerstände nicht mitgerechnet. Das sind rd. 30 t je Antriebstelle. Diese Kräfte haben an sich nichts Bedenkliches, insbesondere wenn man annimmt, daß sie noch durch Verbesserung der Schmierung oder gar durch Verwendung von Walzenlagern beträchtlich herabgesetzt werden können. Wenn man aber in Betracht zieht, daß beim Leerlaufen des Troges an den gleichen Stellen je 600 bis 700 t Übergewicht aufgenommen werden müssen, so daß der Trog an zwei Querschnitten mit je 1250 t festgehalten wird, während 2500 t gleichmäßig verteilt den Trog auf Biegung beanspruchen, so sieht man sich hier einer Verdichtung von Kräften gegenübergestellt, die mit einfachen Mitteln betriebsicher schwer zu bewältigen ist. Wenn nun gar damit gerechnet werden muß, daß durch verzögertes Einsetzen der Sperrung (toter Gang oder absichtlicher Spielraum) die Wucht der vielleicht sogar in beschleunigter Bewegung befindlichen Massen zur Wirkung kommt, dann müssen örtliche Materialbeanspruchungen auftreten, die sich nicht mehr übersehen und beherrschen lassen.

Auch die Zwischenschaltung federnder Einrichtungen bietet hier keinen befriedigenden Ausweg, weil einerseits die Federung nicht so hart gewählt werden darf, daß sie sich zu sehr der starren Verbindung nähert, anderseits aber der erforderliche Spielraum so reichlich gemacht werden muß, daß die Sperrung nicht unnötig oft bei den unvermeidlichen Belastungsschwankungen in Tätigkeit tritt. Dieser vergrößerte tote Gang hat aber wieder eine Verschärfung des Ruckes im Gefolge, wenn die Sperrung bei ernstlichem Bedarf wirklich einmal ihrer Bestimmung zu dienen hat.

Im Gegensatz zu der Verdichtung der am Trog angreifenden Kräfte bei dem durch die losen Seilrollen gekennzeichneten Entwurf (Abb. 4 u. 5 der Studie in „Bautechnik“ 1925, S. 494) steht die auf elektrischem Wege sichergestellte, möglichst weit getriebene Aufteilung der Trag- und Sperrkräfte meines Vorschlages mit den 280 reibungsschlüssigen Seilen und 16 Gallschen Ketten, wobei der Trog im Falle des Leerlaufens an ebenso vielen Stellen zuverlässig festgehalten und sogar noch weniger beansprucht wird als im gefüllten Zustande, wenigstens dann, wenn sich kein Schiff darin befindet. Zu der großen Anzahl der Befestigungspunkte, auf die sich die Beschleunigungs- und Verzögerungskräfte am Trog verteilen, kommt noch die elastische Nachgiebigkeit der Seile selbst und gegebenenfalls ihrer federnden Befestigung, die in jedem Fall eine völlig sanfte Übertragung dieser Kräfte auf die zu bewegenden oder stillzusetzenden Massen bewirken. Diese gleichmäßige Kräfteverteilung am Trog, die auch beim Stoppen im leeren Zustande nicht aufgehoben wird, gestattet den Trog sehr leicht zu halten. Auch das Fehlen der bei manchen Lösungen auf dem Trog anzubringenden Antriebeinrichtungen verringert das Gewicht der bewegten Massen und bietet den großen Vorteil, daß der Trog ganz freigehalten werden kann von allen maschinellen Aufbauten, die beim Ein- und Ausfahren der Schiffe hinderlich werden könnten. Endlich gestattet die feste Aufstellung der Windwerke eine zuverlässige, betriebsichere Verlegung der elektrischen Leitungen, was bei der zu erwartenden Feuchtigkeit von besonderem Wert ist. Jedenfalls stellen elektrische Schleif- oder Hängeleitungen für die bei Schiffshebewerken vorliegenden Verhältnisse Einrichtungen dar, die man nach Möglichkeit vermeiden sollte.

Die eben besprochene mechanische Lösung stellt gewissermaßen ein Extrem dar, insofern als die gesamte 2500 t betragende Gegengewichtsüberlast in vier Punkten des Troges konzentriert aufgenommen werden muß, wobei sie mit ihrem ganzen Betrage den Trog auf Biegung beansprucht, während bei meiner elektrischen Lösung der Trog für die Sperrung überhaupt nicht in Mitleidenschaft gezogen wird.

Mit großer Beharrlichkeit machte sich bei der Kritik das Bestreben geltend, die unbestreitbaren Vorteile der elektrischen Lösung, wenn irgend möglich, doch auf rein mechanischem Wege zu gewinnen. Dieses Bemühen ist sehr begreiflich, in diesem Falle aber ein Beweis dafür, daß die Wesenseigentümlichkeiten des elektrischen Antriebes noch nicht jedem Techniker, ja nicht einmal jedem Elektrotechniker in Fleisch und Blut übergegangen sind.

Die Vorteile der elektrischen Lösung bestehen in der selbsttätigen, augenblicklichen, dauernden, stoßfreien Einregelung gleichmäßiger Seilspannung und in der unbedingt betriebssicheren, ohne jeden toten Gang, also stoßfrei und vollkommen gleichzeitig stattfindenden Sperrung sämtlicher Seile und Ketten. Es wird in jedem einzelnen Fall ein leichtes sein, nachzuweisen, daß jeder mechanischen Lösung, und wenn diese auch noch so sehr die im elektrischen Antrieb gebotenen Vorteile nachzuahmen versucht, irgend einer der oben erwähnten Vorzüge fehlt. Ich kann es mir deshalb mit Rücksicht auf die Geduld der Leser vorläufig versagen, an Hand weiterer mechanischer Lösungen die vorstehende Behauptung zu erhärten. Sollte letzteres notwendig werden, so hoffe ich, daß sich hierzu noch Gelegenheit bieten wird.

Recht anschaulich kann man m. E. den Wesensunterschied zwischen der mechanischen und der elektrischen Lösung machen, wenn man die Verhältnisse karrikiert.

Stellen wir uns z. B. vor, der Trog wäre nicht 85 m, sondern 200, 500 oder gar 1000 m lang bei im übrigen gleichen Abmessungen des Hebewerks wie bisher. Dann wäre die von mir angegebene elektrische Lösung ohne weiteres auch auf diese Aufgabe mit dem gleichen Erfolg anwendbar. Alle 100 m würden ein paar elektrisch zwangläufig gesteuerte Eckwinden aufgestellt werden, sonst bliebe alles beim alten. Die Aufgabe aber mechanisch lösen zu wollen, ohne irgendwelche Anleihen bei der Elektrotechnik zu machen, dürfte wohl kein Ingenieur unternehmen. Selbst die Hochdruckhydraulik, die in ihrem Wesen so viele Vergleichspunkte mit elektrischen Antrieben hat, würde wohl in diesem Falle nichts Brauchbares ergeben.

So befestigt sich die Erkenntnis, daß die Elektrizität vermöge ihrer Wesenseigentümlichkeiten, ihrer leichten Unterteilbarkeit und feinfühligen Regelbarkeit wie keine andere Energieform zum Heben langgestreckter Lasten geeignet ist.

Ob man einen Trog von 85 m Länge zu den „langgestreckten Lasten“ im obigen Sinne zählen will oder nicht, ist technische Gefühlssache. Jedenfalls ist er langgestreckt genug, um die grundsätzlichen Nachteile und Schwierigkeiten mechanischer Lösungen deutlich in Erscheinung treten zu lassen. Auf Grund der im Nachtrag behandelten Erwägungen möchte ich nunmehr das Ergebnis zu nachstehendem neuen Vorschlage (Abb. 18 u. 19) zusammenfassen:

> Zur Bewegung der langgestreckten Last des Troges ist es am zweckmäßigsten, eine reichliche Anzahl (wenigstens 32) elektrisch angetriebener Winden zu verwenden, deren Gleichstromantriebsmotoren so geschaltet sind, daß sie selbsttätig dauernd die ganz gleichmäßige Anspannung aller Seile einstellen und gewährleisten, während die an den vier Trogecken liegenden Winden (in Abb. 18 $4 \times 2 = 8$, in Abb. 9 $4 \times 1 = 4$), um den Dehnungsschlupf der Seile zu vermeiden, mit Gallschen Ketten versehen sind. Die Motoren dieser Kettenwinden werden zur Sicherstellung der Parallelführung des Troges elektrisch zwangläufig gesteuert. Die Tragseile und Tragketten, an denen der Trog hängt, werden außer zum Gewichtsausgleich auch zur Beschleunigung und Verzögerung der Massen und endlich auch zur Sperrung der Überlast der Gegengewichte bei leergelaufenem Trog benutzt,

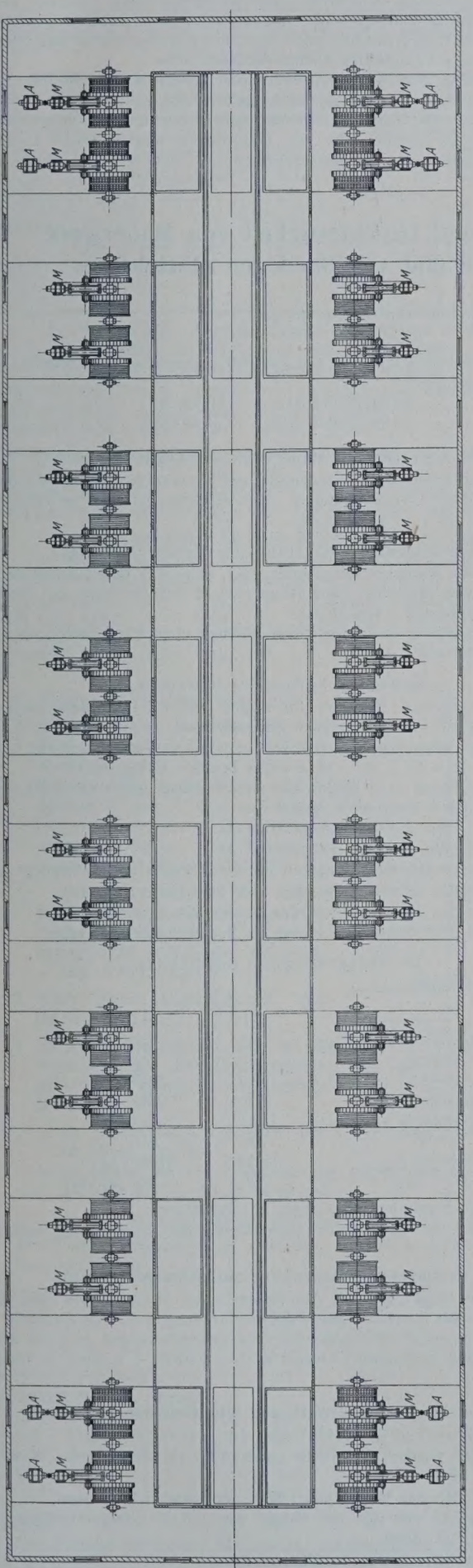
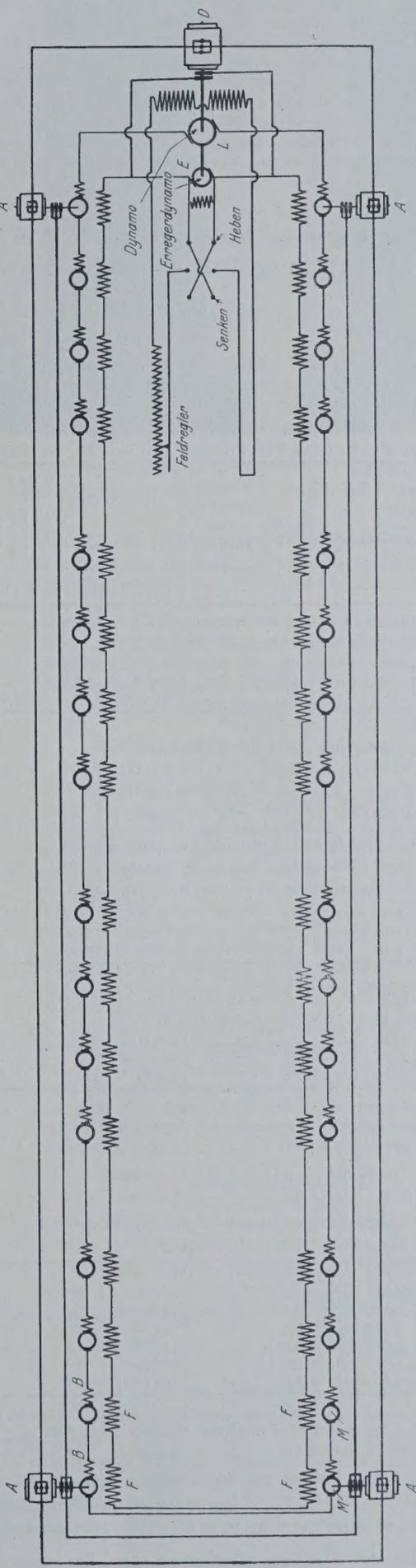


Abb. 18. Grundriß des Schiffshebewerkes, Seil- und Kettenwindenanordnung.



M Windwerkmotoren, Anker in dem Ankerstromkreis der Spannungsdynamo (*L*) hintereinander geschaltet.
B Lösungsbremsen im Ankerstromkreis.
E Energiedynamo für die Spannungsdynamo, gleichzeitig Dynamo für die Motorenfelder.
F Feldwicklungen der Motoren hintereinander gespeist von der Erregerdynamo (*E*).
A Ausgleichmaschinen zur elektrisch zwangläufigen Verbindung der Eckwinden. Die Windenmotoren sind wie bisher im Ankerstromkreis hintereinander geschaltet, mechanisch aber vollkommen frei, nur die Eckwinden elektrisch zwangläufig gesteuert.
D Drehstromgenerator zur Speisung der Statoren der Ausgleichmaschinen.

Abb. 19. Schaltbild des elektrischen Antriebes für das Schiffshebewerk. (Endgültiger Vorschlag.)

zu welch letzterem Zwecke die Seile in $3^1/_2$facher Umschlingung um die durch selbstsperrende Schneckenvorgelege angetriebenen Trommeln gelegt sind, um den erforderlichen Reibungsschluß zu erzielen. Der Spannungsausgleich zwischen den einzelnen Seilen einer Winden- bezw. Seilgruppe geschieht vollkommen selbsttätig durch die Elastizität der Seile, gleichgültig, ob noch besondere federnde Vorrichtungen an den Befestigungsenden der Seile für notwendig erachtet werden oder nicht. Durch elektrische Sicherheits- und Kontrolleinrichtungen werden sofort sämtliche Motoren gleichzeitig stillgesetzt, wenn an irgend einem Einzelteil eine Störung eintreten sollte, insbesondere, wenn eine Schrägstellung des Troges einträte, oder wenn ein einzelner Motor aus irgend einem Grunde den Dienst versagen sollte. —

Ich möchte nicht schließen, ohne allen denjenigen, die ihr Interesse an der sachlichen Förderung der Aufgabe durch Kritik und Anregung bekundet und dazu beigetragen haben, daß ich meinem Vorschlage seine jetzige, wie ich glaube sehr viel brauchbarere Gestalt geben konnte, meinen aufrichtigsten Dank auszusprechen.

Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Otto Graf.**

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart.)

(Schluß aus Heft 16.)

Diese Werte sind etwas größer ausgefallen als die Druckfestigkeiten der Pfeiler gleicher Bauart, bei denen die Last auf die ganze obere Fläche verteilt war (vergl. Zusammenstellung 3). [5])

Zusammenstellung 3.
Druckfestigkeit der Mauerpfeiler.

Bezeichnung	Alter am Prüfungstage	Abmessungen der Pfeiler: Seite a	Seite b	Querschnitt ab	Höhe h	$h:b$	Würfelfestigkeit des Mörtels	Höchstlast: P_{max}	$P_{max}:ab$	Fugenhöhe festgestellt vor dem Versuch
	Tage	cm	cm	cm²	cm		kg/cm²	kg	kg/cm²	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Pfeiler aus Hartbrandsteinen und Kalkmörtel.										
a) Pfeiler nach Abb. 1 bis 3 mit rd. 1 m Höhe.										
326	29	79,0	53,1	4195	100,2	1,9	5	350000	83	1,0
331	33	78,5	52,1	4090	101,8	2,0	7	349000	85	1,0
334	31	78,3	51,9	4064	100,7	1,9	7	376000	93	1,4
Mittel	31					1,9	6		87	1,1
b) Pfeiler nach Abb. 1 bis 3 mit rd. 2 m Höhe.										
333	30	79,1	52,0	4113	200,4	3,9	8	251000	61	1,3
c) Pfeiler nach Abb. 1 bis 3 mit rd. 3,1 m Höhe.										
325	27	79,5	52,8	4198	306,5	5,8	9	223000	53	1,0
d) Pfeiler nach Abb. 4 mit rd. 5 m Höhe.										
330	30	79,3	52,8	4187	496	9,4	7	207000	49	1,1
e) Pfeiler nach Abb. 5 u. 6 mit rd. 0,6 m Höhe.										
327	28	25,5	25,5	650	62,1	2,4	7	61900	95	1,0
332	32	25,6	25,5	653	62,6	2,5	—	79800	122	—
335	32	25,4	25,3	643	61,8	2,4	8	64800	101	1,2
Mittel	31					2,4	7		106	1,1
2. Pfeiler aus Hartbrandsteinen und Zementmörtel.										
a) Pfeiler nach Abb. 7 u. 8 mit rd. 1 m Höhe.										
320	28	52,5	52,3	2746	99,5	1,9	64 Mittel	448000	163 Mittel	1,0
323	31	53,1	52,5	2788	99,2	1,9	79 71	499000	179 171	1,0
339	44	52,1	51,6	2688	102,5	2,0	32	326000	121	1,4
Mittel	34					1,9	58		154	1,1
b) Pfeiler nach Abb. 7 u. 8 mit rd. 2,1 m Höhe.										
338	43	52,4	52,1	2730	209,3	4,0	48	323000	118	1,3
c) Pfeiler nach Abb. 7 u. 8 mit rd. 3,1 m Höhe.										
322	29	53,2	52,6	2798	305,6	5,8	79	334000	119	0,9
d) Pfeiler nach Abb. 7 u. 8 mit rd. 3,9 m Höhe.										
319	28	52,5	52,5	2756	389	7,4	64	326000	118	0,9
e) Pfeiler nach Abb. 5 u. 6 mit rd. 0,6 m Höhe.										
318	26	25,5	25,4	648	62,1	2,4	47	104000	160	1,1
321	28	25,7	25,7	660	60,8	2,4	64	133500	202	0,9
324	31	25,6	25,5	653	61,0	2,4	79	104000	159	0,9
328	27	25,6	25,3	648	60,1	2,4	63	141000	218	0,8
329	27	25,4	25,4	645	60,2	2,4		120700	187	1,0
340	44	25,4	25,3	643	63,0	2,5	44	101100	157	1,3
Mittel	30					2,4	60		180	1,0
f) Pfeiler nach Abb. 1 bis 3 mit rd. 1 m Höhe, belastet nach Abb. 12.										
317	29	78,1	52,2	4077	100,8	1,9	47	358000	171*)	1,0
g) Pfeiler nach Abb. 1 bis 3 mit rd. 3 m Höhe, belastet nach Abb. 12.										
316	29	79,8	52,3	4174	302,3	5,8	47	309000	148*)	1,0

*) Obere Lastfläche $40 \cdot b$ cm²; in Spalte 10 ist $P_{max} : (40 \cdot b)$ eingetragen.

[5]) Vergl. Heft 232 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1921, S. 66.

Wird die Höchstlast auf den gesamten Querschnitt der Pfeiler bezogen, so ergibt sich

beim Pfeiler 317 88 kg/cm²,
beim Pfeiler 316 74 kg/cm².

B. Versuche mit Mauerwerk aus Liasitsteinen.

Die Liasitsteine sind Erzeugnisse des Werkes Holzheim der Jura-Ölschiefer-Werke A.-G. in Stuttgart. Die Abmessungen der verwendeten Steine waren rd. $12 \times 15 \times 25$ cm.

I. Bauart und Herstellung der Versuchskörper.

Hergestellt wurden zwei Pfeiler (341 und 342) mit quadratischem Querschnitt von rd. 52 cm Kantenlänge und rd. 105 cm Höhe mit Mörtel aus 1 R.-T. Kalk und 3 R.-T. Sand.

Die Herstellung und Behandlung geschah in gleicher Weise wie bei den Versuchen unter A.

II. Eigenschaften der Baustoffe.

1. Mauersteine (geliefert im August 1925). Die Druckfestigkeit betrug am Prüfungstage des Mauerpfeilers
   a) für Steine zum Pfeiler 341 (am 27. Oktober 1925) $(84 + 86 + 58 + 63 + 49 + 58 + 107 + 50) : 8 = 69$ kg/cm²,
   b) für Steine zum Pfeiler 342 (am 8. Januar 1926) $(45 + 72 + 39 + 61 + 52) : 5 = 54$ kg/cm².
2. Kalk. Wie unter A (vergl. A, II, 2).
3. Sand. Wie unter A (vergl. A, II, 4).
4. Mörtel. Die Druckfestigkeit der Mörtelwürfel ist am Prüfungstage der Pfeiler festgestellt worden. Sie fand sich
   a) für den Mörtel zum Pfeiler 341 im Mittel zu 6 kg/cm²,
   b) für den Mörtel zum Pfeiler 342 im Mittel zu 8 kg/cm².

III. Druckfestigkeit der Pfeiler.

Ermittelt wurde

	für Pfeiler 341	342	
Alter am Prüfungstage	45	55	Tage
Seite a	52,1	52,0	cm
Seite b	52,2	51,7	cm
Querschnitt ab	2720	2688	cm²
Höhe h	104,8	105,5	cm
$h:b$	2,0	2,0	
Höchstlast P_{max}	75 000	70 000	kg
$P_{max} : ab$	28	26	kg/cm².

Auf diese Ergebnisse wird unter E eingegangen.

Die Elastizität der Pfeiler konnte wegen der Kosten nicht verfolgt werden.

C. Versuche mit Mauerwerk aus Schwemmsteinen.

Über die Bauart und die Abmessungen der Pfeiler sowie über die Eigenschaften der Baustoffe gibt Zusammenstellung 4 (S. 255) Auskunft.

Die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen ging bei dem Pfeiler 336 (mit Kalkmörtel) hinauf bis $\alpha = 1/6200$, d. i. auf 1 m Länge rd. $^1/_6$ mm.

D. Versuche mit Mauerwerk aus Winkelsteinen von Beton.

I. Bauart und Herstellung der Versuchskörper.

Hergestellt wurden drei Pfeiler nach Abb. 15, aus je zehn Winkelsteinen, und zwar

a) Pfeiler 345 mit Mörtel von 1 R.-T. Kalk und 3 R.-T. Sand,
b) Pfeiler 343 und 344 mit Mörtel von 1 R.-T. Eisenportlandzement und 3 R.-T. Sand.

Die Fugenhöhe betrug im Mittel 1,0 cm.

Im übrigen wurde wie bei den Versuchen unter A verfahren (vergl. A, I).

Zusammenstellung 4.

Elastizität von Mauerpfeilern aus Schwemmsteinen.
Steinfestigkeit $k_s = (34 + 29 + 39 + 32 + 26 + 43) : 6 = 34$ kg/cm².
Mörtelfestigkeit siehe unten.
Seite $a = 51{,}8$ cm, Seite $b = 38{,}9$ cm, Höhe $h = 105$ cm
(je mittlere Abmessungen).

Belastung durch die Prüfmaschine kg/cm²	Zusammendrückungen in mm auf $l = 50$ cm: gesamte	bleibende	federnde	Zahl der Wechsel zwischen der oberen und unteren Belastung der Spalte 1	Dehnungszahlen: der gesamten Zusammendrückungen	der federnden Zusammendrückungen	Druckfestigkeit des Mauerpfeilers kg/cm²
1	2	3	4	5	6	7	8
1. Pfeiler 336. Alter bei Beginn der Prüfung: 27 Tage. Mörtel aus 1 R.-T. Kalk und 4 R.-T. Sand. Würfelfestigkeit des Mörtels $k_m = 4$ kg/cm².							
0 bis 1,5	0,08	0,01	0,07	3	1 : 9 300	1 : 10 600	
0 bis 3,0	0,21	0,05	0,16	3	1 : 7 100	1 : 9 300	
0 bis 4,5	0,36	0,10	0,26	4	1 : 6 200	1 : 8 600	
Wiederholung, beginnend 22 Stunden nach Beendigung des ersten Versuchs.							
0 bis 1,5	0,12	0	0,12	2	1 : 6 200	1 : 6 200	
0 bis 3,0	0,20	0	0,20	3	1 : 7 400	1 : 7 400	
0 bis 4,5	0,27	0,1	0,26	3	1 : 8 300	1 : 8 600	12
2. Pfeiler 337. Alter am Prüfungstage: 29 Tage. Mörtel aus 1 R.-T. Portlandzement und 8 R.-T. Sand. Würfelfestigkeit des Mörtels $k_m = 20$ kg/cm².							
0 bis 1,5	0,03	0	0,03	2	1 : 25 000	1 : 25 000	
0 bis 3,0	0,06	0	0,06	2	1 : 25 000	1 : 25 000	
0 bis 4,5	0,10	0,01	0,09	3	1 : 22 000	1 : 25 000	
0 bis 8,9	0,21	0,02	0,19	2	1 : 21 000	1 : 24 000	23

II. Eigenschaften der Baustoffe.

1. Mauersteine. Die Winkelsteine sind Ende Mai 1923 mit Geräten der Ambi-Werke aus 1 R.-T. Zement und 8 R.-T. Kiessand hergestellt worden; sie wurden am 2. und 3. Tage mit Wasser begossen und lagerten dann in einem troekenen Raume. Das Vermauern geschah am 7. Dezember 1925.

Die Druckfestigkeit der Steine, festgestellt am Prüfungstage der Pfeiler (Alter der Steine rd. $2^1/_2$ Jahre), betrug $(127 + 98 + 93 + 125 + 101 + 188) : 6 = 122$ kg/cm².

2. Kalk, Zement und Sand. Wie bei A (vergl. A, II, 2, 3 u. 4).

3. Mörtel. (Behandlung wie bei A, vergl. A, II, 5.) Die Druckfestigkeit des Mörtels betrug am Prüfungstage der Pfeiler

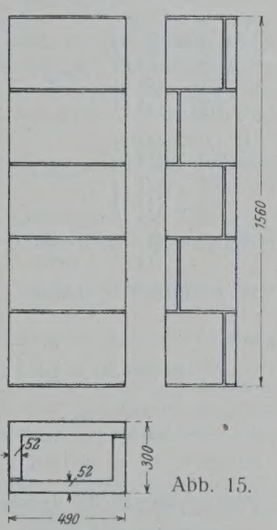


Abb. 15.

a) für Mörtel aus 1 R.-T. Kalk und 3 R.-T. Sand zum Pfeiler 345 im Mittel 9 kg/cm²,
b) für Mörtel aus 1 R.-T. Zement und 3 R.-T. Sand zu den Pfeilern 343 und 344 im Mittel 44 kg/cm².

III. Druckfestigkeit der Pfeiler.

Die Pfeiler wurden 31 Tage nach dem Aufmauern geprüft.
Ermittelt wurde

	für Pfeiler 345 Kalkmörtel	343 Zementmörtel	344 Zementmörtel	
Seite a	49,5	49,3	49,5	cm
Seite b	30,0	30,0	30,2	cm
Querschnitt $F = a \cdot b$	1485	1479	1495	cm²
Querschnitt F_1 nach Abzug des Hohlraums	766	717	721	cm²
Höhe h	155,8	155,7	156,6	cm
$h : b$	5,2	5,2	5,2	
Bruchlast P_{max}	41 500	65 500	66 000	kg
$P_{max} : F$	28	44	44	kg/cm²
$P_{max} : F_1$	58	91	92	kg/cm²

Den Zustand der Körper 345 und 344 am Schluß des Versuchs zeigen Abb. 16 u. 17.

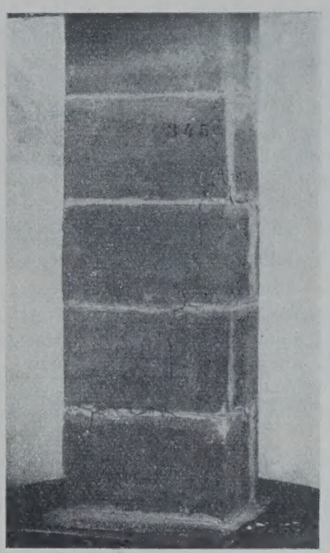


Abb. 16. Mauerwerkskörper 345 aus Winkelsteinen (mit Kalkmörtel gemauert).

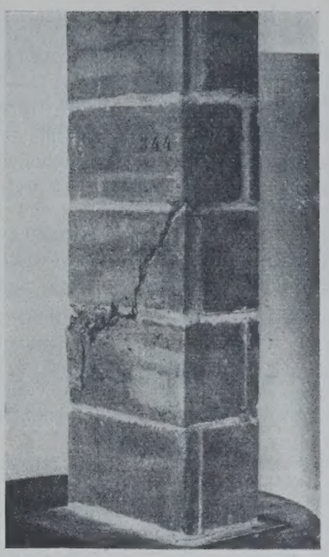


Abb. 17. Mauerwerkskörper 344 aus Winkelsteinen (mit Zementmörtel gemauert).

E. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Für das Gebiet, das durch die Versuche unter A bis D, sowie durch die zugehörigen früheren Versuche[6]) gedeckt erscheint, läßt sich folgendes aussprechen:

1. Druckelastizität der Mauerpfeiler.

a) Über den Einfluß des Mörtels auf die Größe der Zusammendrückungen gibt Zusammenstellung 5 Auskunft. Hiernach betrug unter sonst gleichen Verhältnissen
die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen
1/155 400 bis 1/27 600,
die Dehnungszahl der federnden Zusammendrückungen
1/168 200 bis 1/61 500.
(Weiteres vergl. unter A, III, 1 u. 2.)

b) Wenn angenommen wird, daß die Mörtelfugen der Mauerpfeiler völlig mit dem Mörtel gefüllt waren, der in den gleichzeitig hergestellten Mörtelprismen entstand, und daß der Mörtel im Mauerwerk die gleiche Elastizität aufwies wie der Mörtel der Prismen, so zeigt sich, daß die federnden und namentlich die gesamten Zusammendrückungen der Mauerpfeiler bedeutend größer ausgefallen sind, als unter der bezeichneten Voraussetzung nach den Ergebnissen der Elastizitätsmessungen an den Mauersteinen und an den Mörtelprismen zu erwarten stand. (Näheres Beton u. Eisen 1924, S. 71 unter VI, 6.)

c) Große Mauerpfeiler erwiesen sich nachgiebiger als kleine Pfeiler. (Näheres unter A, III, 2.)

d) Die Dehnungszahlen von Betonmauersteinen hielten sich in den Grenzen, die aus früheren Versuchen mit Beton bekannt sind. Die Dehnungszahlen der gebrannten Mauersteine waren weit größer als bei Beton gleicher Festigkeit. (Näheres Beton u. Eisen 1924, S. 70 unter VI, 5.)

Zusammenstellung 5.

3 Monate alte Mauerpfeiler.
Betonmauersteine mit durchschnittlich 215 kg/cm² Druckfestigkeit.
Fugenhöhe durchschnittlich 1,2 cm.

Zusammensetzung des Mörtels in R.-T.	Druckfestigkeit des Mörtels (Würfelfestigkeit) kg/cm²	Druckfestigkeit der Mauerpfeiler kg/cm²	Dehnungszahlen bei rd. 9 kg/cm² Druckbelastung: aus den gesamten Zusammendrückungen	aus den federnden Zusammendrückungen
1	2	3	4	5
1 Kalk, 3 Sand	13	62	1 : 27 600	1 : 61 500
0,5 Portlandzement, 0,5 Kalk, 6 Sand	19	88	1 : 56 100	1 : 104 600
1 Portlandzement, 6 Sand	36	95	1 : 84 200	1 : 126 600
1 Portlandzement, 2 Kalk, 8 Sand	49	114	1 : 95 400	1 : 131 600
1 Portlandzement, 3 Sand	105	150	1 : 155 400	1 : 168 200

[6]) Beton u. Eisen 1924, S. 52 u. f.

e) Entsprechend dem unter d) Gesagten war die Dehnungszahl von Mauerwerk aus gebrannten Steinen unter sonst gleichen Verhältnissen größer, als wenn Betonsteine verwendet wurden, z. B. 1/112 000 gegen 1/151 000. (Näheres Beton u. Eisen 1924, S. 68 u. f.)

Mit Mauerwerk aus Schwemmsteinen stieg die Dehnungszahl bis 1/6200 (vergl. Zusammenstellung 4).

f) Die Zahl der Wiederholungen einer Belastung war von erheblichem Einfluß auf die Größe der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen des Mauerwerks. (Vergl. A, III, 1 und 2.)

Durch Überlastungen wurde die Elastizität des Mauerwerks wesentlich geändert. (Vergl. z. B. Abb. 10 u. 11.)

2. Druckfestigkeit der Mauerpfeiler.

a) Die Versuche zeigen, daß die Druckfestigkeit der Pfeiler in erster Linie von der Druckfestigkeit der Steine und des Mörtels abhängt. (Vergl. Zusammenstellung 5, ferner unter A, IV sowie unter B und C.) Weiter erwies sich die Größe der Mauerkörper und das Verhältnis der Querschnittsabmessungen zur Höhe von erheblichem Einfluß. (Vergl. unter A, IV.)

Um die Beziehungen der genannten Faktoren zahlenmäßig zu fassen, ist schon früher eine Näherungsgleichung verwendet worden.[7])

Nach Ausführung der vorliegenden Versuche ist sie wie folgt gesetzt worden:

$$K_m = \frac{k_s\left(4 + \frac{1}{10}\,k_m\right)}{16 + 3\,\frac{h}{b}} + e \text{ kg/cm}^2, \qquad (1)$$

worin

K_m die Druckfestigkeit des Mauerwerks in kg/cm²,
k_s die Steinfestigkeit (in der Regel nach DIN 105),
k_m die Würfelfestigkeit des Mörtels,
h die Höhe des Mauerwerks in cm,
b die kleinere Seite des Querschnittes des Mauerwerks in cm,
e eine Ergänzungsgröße ist, die von den Querschnittsabmessungen des Mauerwerks abhängt ($e = 20$ kg/cm² bei $F = 25 \times 25$ cm, $e = 5$ bei $F = 52 \times 52$ oder 52×78 cm usf.) und bei bedeutenden Abmessungen negativ wird.

In Zusammenstellung 6 sind die Versuchsergebnisse (Spalte 5) den Rechnungswerten (Spalte 6) gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, daß Gleichung 1 Werte liefert, die mit den Versuchsergebnissen in befriedigendem Einklang stehen.

b) Gleichung 1 gilt, wenn die Fugenhöhe nicht über 1,5 cm hinausgeht und sorgfältig gearbeitet wird. Bei mangelhafter Arbeit wird der Faktor e kleiner als bei guter Arbeit, bei großen Pfeilern infolgedessen eine negative Größe.

c) Bei teilweiser Belastung eines Pfeilers nach Abb. 12 dürfte es sich empfehlen, als tragenden Querschnitt nur den Mauerteil einzusetzen, der unter der Fläche liegt, die die Belastung gleichmäßig verteilt aufnimmt. (Vergl. dazu unter A, IV, 3, namentlich Abb. 13 u. 14.) Die Teilnahme des neben der Lastfläche gelegenen Materials ist hier geringer als bei anderen Baustoffen,[8]) [9]) was bei Auflagern in Mauern nicht außer acht gelassen werden darf.

[7]) Beton u. Eisen 1924, S. 69 unter VI, 2d.

[8]) In bezug auf Beton vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Bd., S. 350 u. f., in bezug auf Holz in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1921, S. 498 u. f.

[9]) Die hier mitgeteilten Ergebnisse sind bei zentrischer Belastung des Mauerwerks erlangt worden. Über das Verhalten von Mauerwerk bei exzentrischer Belastung vergl. C. Bach, Z. d. V. d. I. 1910, S. 1625 u. f.; Graf, Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 78, sowie Z. d. V. d. I. 1924, S. 1157.

Zusammenstellung 6.

$$K_m = \frac{k_s\left(4 + \frac{1}{10}\,k_m\right)}{16 + 3 \cdot \frac{h}{b}} + e \text{ kg/cm}^2.$$

Bezeichnung (Zahl der Versuche)	Mauersteine: Art	Mauersteine: Druckfestigkeit k_s kg/cm²	Würfelfestigkeit des Mörtels k_m kg/cm²	Druckfestigkeit des Mauerpfeilers K_m: Versuch kg/cm²	Druckfestigkeit des Mauerpfeilers K_m: Rechnung kg/cm²
1	2	3	4	5	6
1. Pfeiler 25 · 25 · 62 cm. $e = 20$ kg/cm².					
1a (3)	Beton 1:5:7	85	5	35	36
2a (3)		85	36	43	47
3a (3)		85	78	61	63
1b (3)		90	5	41	37
2b (3)		90	36	56	49
3b (3)		90	108	71	77
4 (3)	Beton 1:2:3	215	13	62	68
5 (3)			19	88	74
6 (3)			36	95	90
7 (3)			49	114	101
8 (3)			105	150	153
10 (2)	Ziegel	322	3	82	79
12 (2)		450	7	112	110
I (6)	Ziegel	373	60	180	181
II (3)			7	106	95
III 1,6 m (1)	Winkelsteine (aus Beton)	122	9	58	57*)
1,6 „ (2)			44	91	83*)
2. Pfeiler 52 · 52 und 52 · 78 cm mit 1 bis 5 m Höhe. $e = 5$ kg/cm².					
I 1,0 m (2)	Ziegel	373	71	171	195
2,1 „ (1)			48	118	124
3,1 „ (1)			79	119	136
3,9 „ (1)			64	119	106
II 1,0 m (3)	Ziegel	373	6	87	84
2,0 „ (1)			8	61	70
3,1 „ (1)			9	53	59
5,0 „ (1)			7	49	44
III 1,0 m (1)	Schwemmstein	34	4	12	11
(1)			20	23	13
IV 1,0 m (2)	Liasit	61	7	27†)	18†)

*) Hierbei ist in Gl. 1 gesetzt: $K_m = \frac{1{,}3\,k_s\left(4 + \frac{1}{10}\,k_m\right)}{16 + \frac{h}{b}} + 20.$

Die Erhöhung von k_s entspricht dem Umstande, daß die Druckfestigkeit k_s an ganzen rd. 30 cm hohen Steinen ermittelt worden ist; die Verringerung des Einflusses von $\frac{h}{b}$ ist eine Folge der kleineren Fugenzahl.

†) Die Liasitsteine hatten rd. 12 cm Höhe statt 6,5 cm bei den Ziegeln. Die Fugenzahl war mit Liasitsteinen verhältnismäßig kleiner als im Ziegelmauerwerk.

Alle Rechte vorbehalten.

Akkordverträge im Bauwesen.

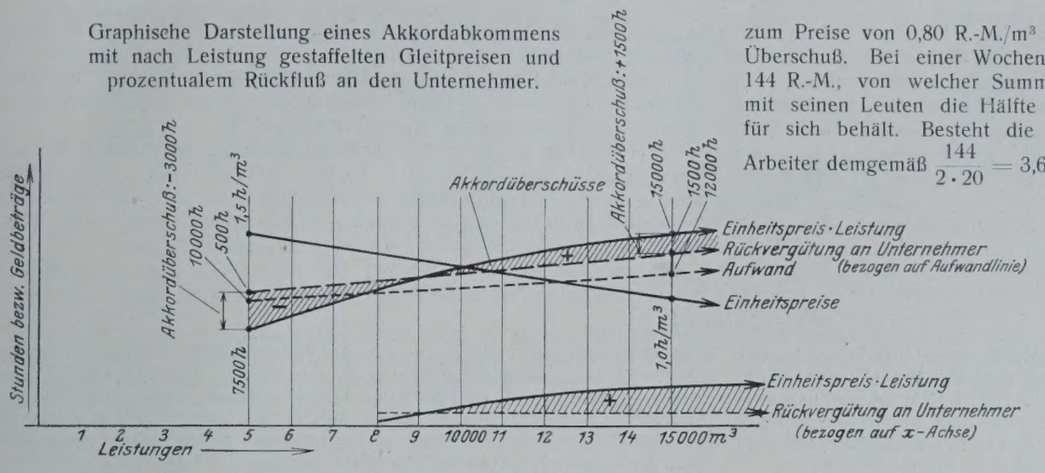
Von Dr.-Ing. **P. Müller**, Düsseldorf.

Immer mehr erkennen zwar die einsichtigen Elemente der Arbeiterschaft, daß bei richtiger Anwendung im Akkordwesen Mittel liegen, die die unheilvollen Auswirkungen extremer Zeitumstände zu mildern und allmählich zu beseitigen geeignet sind, weite Kreise der Arbeiter verschließen sich aber leider auch heute noch aus Klassenkampf-, nicht etwa aus Vernunftgründen den Vorzügen des Akkordsystems im Bauwesen. Viel kann hier der Unternehmer dazu beitragen, das Mißtrauen und die Abneigung der Arbeitnehmer gegen Akkordarbeiten zu beseitigen. Voraussetzung sind aber sinngemäße Verträge, die beiden Teilen gerecht werden. Und leider findet man häufig Abmachungen, die entweder den Arbeitern unbillige Leistungen zur Erzielung von angemessenen Überschüssen auferlegen oder unangemessene Verdienste zulassen; manchmal enthalten sie auch Klauseln, die Mißtrauen auf seiten der Arbeiter zu erzeugen geeignet sind. Im folgenden will ich daher kurz auseinandersetzen, wie nach meiner Auffassung Akkordabmachungen im Bauwesen beschaffen sein müssen:

Allgemeines. Akkorde sollen nur für solche Arbeiten vereinbart werden, die allein durch die Einzelarbeit einer geschlossenen Kolonne ausgeführt werden können; gemischte Arbeiten außerhalb dieser Bedingung können für eine „Entlohnung nach Leistung" im Gegensatz zum „Tagelohn" nicht in Frage kommen, denn die Akkordanten werden stets in Fällen unvermeidlicher Störungen bei durcheinandergreifenden Betrieben Ansprüche infolge von Erschwernis der Arbeit herleiten, die die Anwendung des reinen Akkordsystems unmöglich machen.

Zweitens soll man Akkorde stets nur mit einem verantwortlichen Kolonnenführer (Polier, Schachtmeister, Rammeister usw.) tätigen. Verträge mit der Arbeiterkolonne selbst sind praktisch schwer durchzuführen. Einmal sind Wechsel innerhalb der Belegschaft während der Dauer des Akkordes wahrscheinlich, und ferner wird die Abmachung mit der Kolonne selbst erschwert, denn „so viel Köpfe, so viel Sinne". Der Kolonnenführer wird bei Meinungsverschiedenheiten als Schlichter bei seinen Leuten auftreten und schließlich allein aus Egoismus dafür sorgen, daß ungeeignete

Graphische Darstellung eines Akkordabkommens mit nach Leistung gestaffelten Gleitpreisen und prozentualem Rückfluß an den Unternehmer.



Elemente innerhalb der Gruppe durch diese selbst ausgemerzt werden. Einzelne Verbandsgruppen der Arbeitnehmer verschließen sich eigensinnig diesen offenkundig berechtigten Forderungen heute noch. In Hamburg z. B. dürfen Akkorde nur mit den Leuten selbst, nicht aber mit dem Polier abgeschlossen werden.

Schließlich ist als letzte allgemeine Forderung zu stellen, daß es sich bei den auszuführenden Akkordarbeiten um eine zeitlich, innerhalb enger Grenzen auszuführende Leistung von bestimmtem Umfange und Übersichtlichkeit handelt. Die Erfahrung hat immer wieder bewiesen, daß Unbeständigkeit und geringe Ausdauer unter der Arbeitnehmerschaft vorherrschen. Akkordarbeit, die länger als ein halbes Jahr oder eine „Bausaison" den Arbeiter an seine Arbeitsstelle fesselt, wird selten ohne vorzeitigen Abbruch von dem Arbeitnehmer restlos abgewickelt.

Gemildert werden diese Tatsachen, wenn die Gesamtarbeit in Unterabschnitte zerlegt und in diesen vorläufig abgerechnet werden kann. Denn nichts erhöht die Arbeitslust auch bei dem Widerwilligsten mehr, als wenn er den geldlichen Erfolg seiner Tätigkeit laufend greifbar sieht. Erst in einiger Zeit zu erwartende voraussichtliche Zukunfteinnahme vermag auf die Mehrzahl unserer Arbeiter, die gewohnt und durch die Jetztzeit gezwungen sind, ihren Haushaltsetat von heute auf morgen einzustellen, keinen Reiz auszuüben.

Im besonderen unterscheide ich folgende Arten von Akkordverträgen:

I. Verträge mit fester Bezahlung für die Leistungseinheit, wobei der Natur des Unternehmervertrages entsprechend die Bezahlung in
   a) absoluter Reichsmarkwährung oder
   b) in Stundenzahl einer bestimmten Tarif-Arbeiterkategorie ausgedrückt sein kann.

II. Verträge mit Gleitpreisen, wobei die Gleitung der Höhe der Leistung angepaßt ist.
   Die Bezahlung selbst kann hierbei wie unter I. geschehen.

III. Verträge mit Gleitpreisen wie unter II. und gestaffeltem Rückfluß eines prozentualen Anteiles des Akkordüberschusses an den Unternehmer. Bezahlung selbst wie unter I.

Zu I. Akkordverträge mit absoluter Preisfestsetzung empfehlen sich überall dort, wo es sich um nicht allzu umfangreiche, von vornherein übersehbare Arbeiten handelt, die sich in kurzen Zeiträumen abwickeln lassen. Die Akkordanten können derartige Ausführungen hinsichtlich des Arbeitsaufwandes selbst beurteilen, so daß die Festsetzung der Einheitspreise keine Schwierigkeiten macht. Als Abrechnungsmodus kommen Teilzahlungen entsprechend den Lohnterminen in Frage. Zweckmäßig wird von vornherein ein geringer Akkordüberschuß gewährleistet, gleichzeitig aber als Sicherheit, daß der Akkordant seine Arbeit auch zu Ende leistet, ein angemessener Prozentsatz des beispielsweise wöchentlichen Überschusses bis zur Abwicklung des Akkordes einbehalten. Besonders dann, wenn es sich um verschiedenartige Arbeiten handelt, z. B. die Einschalung eines Silogebäudes oder dergl. mit nach oben zunehmenden Schwierigkeiten, aber einheitlichen Einheitspreisen für die Gesamtleistung empfiehlt sich die Einbehaltung einer Sicherheit. Verschiedene Preise für die einzelnen Bauwerkteile einzugehen, ist weniger ratsam, denn erster Grundsatz bei allen Akkordabmachungen muß größte Einfachheit sein.

Zu II. In manchen Fällen läßt sich indessen dieser Grundsatz nicht durchführen.

Bei umfangreichen Arbeiten, bei denen außerdem der Einheitspreis des Akkordes selbst bei größter Vorsicht nicht mit der nötigen Sicherheit im voraus festgelegt werden kann, soll der zugebilligte Preis zwischen einer Höchst- und Kleinstgrenze geradlinig gleitend festgelegt werden. Andernfalls entstehen leicht Überschüsse für die Akkordanten bezw. eine Benachteiligung der letzteren, die der Verkehrssitte zuwiderlaufen. Ein Schachtmeister einer Unternehmerfirma übernimmt z. B. eine Erdarbeit zum Preise von 0,80 R.-M./m³ und erzielt an 1 m³ 15% gleich 0,12 R.-M. Überschuß. Bei einer Wochenleistung von 1200 m³ verdient er somit 144 R.-M., von welcher Summe er auf Grund einer Sonderabmachung mit seinen Leuten die Hälfte unter die Kolonne verteilt und die Hälfte für sich behält. Besteht die Kolonne aus 20 Mann, so erhält jeder Arbeiter demgemäß $\frac{144}{2 \cdot 20} = 3{,}60$ R.-M./Woche neben seinem Tagelohn. Derselbe Schachtmeister verdoppelt jetzt seine Kolonne und erzielt bei gleicher Arbeitsintensität des einzelnen und verbesserter Arbeitsdisposition die dreifache Leistung. Er hat demnach einen Überschuß von $15\,\% \cdot \frac{3}{2} = 22{,}5\,\%$, insgesamt somit $0{,}225 \cdot 0{,}80 \cdot 3 \cdot 1200 = 648$ R.-M. je Woche. Nach gleichem Grundsatze behält er für sich $\frac{648}{2} = 324$ R.-M. und verteilt an seine Leute $\frac{324}{2 \cdot 20} = 8{,}10$ R.-M./Woche.

Während sein Verdienst also um 350% steigt, erhält die Kolonne nur 125% mehr, abgesehen davon, daß der Einzelverdienst des Schachtmeisters gegen die Verkehrssitte verstößt und nicht im Einklang mit seiner Leistung steht, während die Überschüsse der Leute im Rahmen des Üblichen bleiben.

Diesem bei gesteigerter Gesamtleistung eintretenden Übelstande kann man nur teilweise durch Staffelung der Akkordsätze abhelfen. Um bei obigem Beispiel zu bleiben, könnte man als Einheitspreise festsetzen

bei 1000 m³ Wochenleistung 1,00 R.-M./m³
„ 5000 „ „ 0,76 „
mit geradliniger Zwischenschaltung.

Obige Rechnung ergibt alsdann

1. Leistung 1200 m³, Einheitspreis 0,988 R.-M., Gesamtüberschuß $1200 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}988 = 178$ R.-M., d. h., für den Schachtmeister 89 R.-M. und für 1 Mann der 20 Mann starken Kolonne 4,45 R.-M. je Woche.
2. Leistung 3600 m³, Einheitspreis 0,844 R.-M., Gesamtüberschuß $3600 \cdot 0{,}225 \cdot 0{,}844 = 684$ R.-M., d. h., für den Schachtmeister 342 R.-M. und für 1 Mann der $2 \cdot 20 = 40$ Mann starken Kolonne 8,55 R.-M./Woche. Die Kolonne erhält jetzt zwar 137% mehr, der Schachtmeister dagegen sogar 375% mehr.

Günstiger gestalten sich die Verhältnisse für die Kolonne, wenn der Kolonnenführer sich bereit findet, entsprechend der Verstärkung der Anzahl der Leute einen größeren Prozentsatz abzugeben, z. B. bei 20 Mann die Hälfte und bei Verdoppelung $^2/_3$. In diesem Falle erhält der Schachtmeister $\frac{684}{3} = 228$ R.-M. und jeder einzelne der Kolonne $\frac{456}{40} = 11{,}40$ R.-M. je Woche.

Auf diesen Modus wird der Unternehmer selbst indessen nur beschränkten Einfluß haben.

Um diesen Einzelgewinn nun auf ein erträgliches Maß zurückzuführen, bleibt nur der unter III. angegebene Weg übrig, d. h., bei Überschreitung eines bestimmten Höchstmaßes an Akkordüberschuß fließt prozentual ein Anteil an den Unternehmer zurück.

Zu III. Diese Art von Akkordabmachungen ist unbedingt dort angebracht, wo es sich um größere Leistungen handelt, deren Einheitspreise selbst bei gewissenhaftester Berechnung aller in Frage kommenden Faktoren Schwankungen unterliegen, so daß ihre Auswirkung auf den absoluten Überschuß beträchtlich sein kann. In der Abbildung sind folgende Verhältnisse graphisch aufgetragen:

Der Unternehmer billigt einem Akkordanten bei der Ausführung einer Baggerarbeit in Subunternehmung folgende Einheitspreise zu:

bei 5000 m³ Wochenleistung 1,5 Std./m³
„ 15000 „ „ 1,0 „

Alle Zwischenwerte werden geradlinig eingeschaltet. Die Gesamtvergütung beträgt somit

bei 5000 m³ 7500 Stunden und
„ 15000 „ 15000 „

Der Akkordant gebraucht an Stunden

bei 5000 m³ 10 000 Stunden und
„ 15000 „ 12 000 „

Die Rückzahlung an den Unternehmer wird so festgesetzt, daß

bei 5000 m³ 500 Stunden und
„ 15000 „ 1500 „ zurückfließen.

Zwischenwerte werden wieder geradlinig eingeschaltet.

Der Akkordüberschuß beträgt somit

bei 5000 m³ — 3000 Stunden und
„ 15000 „ + 1500 „ .

Nach der graphischen Darstellung tritt ein Überschuß bei diesem System erst bei rd. 9000 m³ Monatsleistung ein. Ohne den gestaffelten Rückfluß an den Unternehmer würde der Akkordant zwar bei 5000 m³ Monatsleistung ein Minus von 2500 Stunden zu verzeichnen haben, aber bereits bei rd. 7700 m³/Monat zu verdienen anfangen, bei 15 000 m³ ein Plus von 3000 Stunden erreichen und somit zu Einnahmen gelangen, die nicht dem Wesen des Akkordvertrages entsprechen. Da bei der Bemessung der Rückzahlungen an den Unternehmer ein weiter Spielraum gegeben ist (man hat es in der Hand, den Akkordüberschuß nicht über einen bestimmten Höchstwert wachsen zu lassen), kann man auf diese Weise bei sinngemäßem Vorgehen beiden Parteien gerecht werden, d. h., übermäßigen Gewinn verhüten und trotzdem dem Akkordanten angemessene Akkordsätze zubilligen. Die graphische Darstellung soll nur zur Veranschaulichung dieses Systems dienen. Die ziffernmäßige Festlegung geschieht am besten in Form einer Tabelle.

Mit vorstehend beschriebenen drei Akkordsystemen wird man allen Fällen gerecht werden können. Liegen die Verhältnisse verwickelter, dann verzichte man lieber auf Akkordarbeit und versuche, durch rationellen Baubetrieb Höchstleistungen zwangläufig zu erzielen, wobei unter Umständen das Prämiensystem für Teilarbeiten einzusetzen hat.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. April ausgegebene Heft 7 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Georg Stein: Peter Behrens und seine Wiener Meisterschüler. — Regierungspräsident Krüger: Wohnungsbaufragen im Jahre 1926. — Förderung des Wohnungsbaues im Jahre 1926.

Die Medaille für hervorragende Leistungen im Bauwesen ist von der preußischen Akademie des Bauwesens unserem geschätzten Mitarbeiter Oberregierungs- und -Baurat Dr.-Ing. chr. Hans Krey verliehen worden, wegen seiner bedeutenden Verdienste um die Anwendung des Versuchswesens auf die Anforderungen der Praxis im Wehrbau.

Jubiläumsfeier des Hüttentaschenbuches. Das „Hüttentaschenbuch", das jedem Ingenieur ein unentbehrlicher Ratgeber geworden ist, erscheint gegenwärtig in 25. Auflage. Das heute in vier Bänden geplante Werk ist das Ergebnis einer Entwicklung, die mit einem schmächtigen „Vademecum" ihren bescheidenen Anfang genommen hat. Der Beschluß, das Hüttentaschenbuch herauszugeben, wurde vom Akademischen Verein Hütte am 20. April 1856 gefaßt, im Gründungsjahre des Vereines deutscher Ingenieure durch Mitglieder der Hütte auf deren 10. Stiftungsfeste. Die seit der ersten Auflage im Verlage von Ernst & Korn bezw. von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene „Hütte" hat inzwischen eine Verbreitung von mehr als $^1/_3$ Million Exemplaren gefunden und ist in die wichtigsten Weltsprachen übersetzt worden. 70 Jahre nach diesem Beschluß, nämlich am 20. April ds. Js., begeht der Akademische Verein Hütte die Feier des Erscheinens der 25. Auflage seines Taschenbuches, zu der die Vertreter des Reiches und der Länder sowie führende Persönlichkeiten aus Industrie und Wissenschaft geladen sind. L.

Technische Hochschule München. Die Würde eines Doktors der technischen Wissenschaften ehrenhalber ist verliehen worden dem Kommerzienrat Josef Rank, Mitinhaber der Bauunternehmung Gebrüder Rank in München, wegen seiner Verdienste um die Anwendung des Eisenbetons im Industriebau und um die Verbesserung der Baumethoden, insbesondere um die Einführung und Vervollkommnung des Gußbetonverfahrens in Deutschland, sowie dem Geheimen Kommerzienrat Franz Wörner, Seniorchef der Bauunternehmung Sager & Wörner, G. m. b. H. in München, in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Ausführung monumentaler Ingenieurbauwerke und um die Entwicklung des Tiefbauwesens in Bayern.

Neue Mainbrücke bei Hanau. Die Verhandlungen der Stadt Hanau mit der Reichsbahn über den Bau einer neuen Eisenbahnbrücke, die an Stelle der alten Steinheimer Mainbrücke treten soll, sind nach der „D. A. Z." zum Abschluß gelangt. Die bisherige Eisenbahnbrücke kann als Straßenbrücke weiterbenutzt werden.

Edertalsperre als Hochwasserschutz. Der Oberpräsident der Provinz Hannover hat, nach dem „Hann. Cour.", Gelegenheit genommen, sich dahin zu äußern, daß die Hochwasserkatastrophe der Weser zu Beginn dieses Jahres nicht etwa durch unrichtige Maßnahmen des Wasserbauamtes I in Kassel, dem der Betrieb der Edertalsperre unterstellt ist, hervorgerufen wurde. In dem Schreiben des Oberpräsidenten heißt es weiter:

„Der Hauptzweck der Edertalsperre ist, die nötigen Sommerwasserstände der Weser zu erhöhen und erst in zweiter Linie die Hochwassergefahr zu vermindern. Wenn eine Talsperre nur für den Hochwasserschutz gebaut ist, ist der Betrieb äußerst einfach. Es ist dann nur nötig, in den für das Hochwasser gefährlichen Monaten (November bis Februar) die Talsperre möglichst leer zu halten, unabhängig davon, ob sie im Frühjahr gefüllt ist oder nicht. Die Weserspeisung läßt sich aber nur ermöglichen, wenn Vorsorge getroffen wird, daß bei Beginn der Wasserklemme in der Weser — das ist Anfang Mai — das Becken möglichst gefüllt ist. Welche Schwierigkeiten sich herausstellen, wenn die Talsperre nicht hat gefüllt werden können, hat das Jahr 1921 hinreichend ergeben. Für den Betrieb der Talsperre sind die Meldungen der einzelnen im Niederschlagsgebiet verteilten Beobachtungsstellen maßgebend. Durch diese Schnee- und Regenbeobachtungsstellen erhält das Wasserbauamt die Unterlagen über die zu erwartenden Abflußmengen oberhalb der Sperre. Nun hat sich nach den Erfahrungen seit Bestehen der Talsperre herausgestellt, daß im allgemeinen in den Wintermonaten bis Anfang Februar ein Hochwasserschutzraum von 30 Mill. m³ freigehalten werden muß. Kurz vor Weihnachten 1925 war bei Beginn der Schneeschmelze nicht nur dieser Schutzraum vorhanden, sondern mit Rücksicht auf die hohe Schneelage war darüber hinaus für einen Schutzraum von 50 Mill. m³ gesorgt worden. Dieser Raum hätte ausgereicht, um die Wasserabgabe aus der Sperre in unschädlichen Grenzen zu halten, wenn nicht in den folgenden Tagen Niederschläge von einer Höhe und Dauer gefallen wären, wie sie im Edergebiet bisher unbekannt waren und wie sie kein Mensch voraussehen konnte. Um welche ungeheuren Wassermassen es sich dabei gehandelt hat, geht daraus hervor, daß der Edertalsperre innerhalb von $2^1/_2$ Wochen annähernd die Hälfte der durchschnittlichen Jahresmenge, nämlich über 300 Mill. m³ zugeflossen ist. Lediglich diese nicht vorauszusehenden katastrophalen Niederschläge haben vorübergehend ein Überlaufen der Sperre veranlaßt, trotzdem die Grundablässe rechtzeitig gezogen waren. Aber die Talsperre hat dennoch die Spitze der Hochwasserwelle von 720 auf 480 m³/Sek., also um rd. 240 m³/Sek. abgedrosselt und daher sehr nützlich gewirkt. Es besteht ein Hochwassermeldedienst von der Talsperre aus, der auch bei diesem Hochwasser bestimmungsgemäß durchgeführt worden ist."

Zur Geschichte des Kaimauer-Baues. Der Hafen von Southampton ist infolge seiner günstigen natürlichen Beschaffenheit und wegen seiner trefflichen baulichen Anlagen zur Aufnahme auch der größten Überseedampfer besonders geeignet. Weniger vorteilhaft bekannt ist er wegen der mangelhaften Standsicherheit seiner ausgedehnten Kaimauern, die für häufige Wiederherstellungen erhebliche Summen erfordern, z. T. sogar völlig zu Bruch gingen und neu angelegt werden mußten.

Geschichte und Ursachen dieser Bauunfälle bilden einen bemerkenswerten Beitrag zum Kapitel Grund- und Mauerwerkbau. Im folgenden sei deshalb aus einem im Februarheft 1926 von „Dock & Harbour Authority" veröffentlichten Berichte von F. E. Wentworth-Sheilds ein Auszug gegeben.

Die etwa 12 m hohen Mauern des äußeren Hafenbeckens (outer dock) stammen aus dem Jahre 1842 und sind in Anbetracht des Umstandes, daß damals so hohe Kaimauern auf wenig tragfähigem Baugrund noch unbekannt waren und es den ausführenden Ingenieuren mithin an praktischen Anhaltspunkten fehlte, sachgemäß genug angelegt. Sie sind nach Abb. 1 am Fuße etwa 3,65 m breit, verjüngen sich nach oben zu auf 1,95 m und haben in Abständen von 4,5 m Verstärkungspfeiler. Das Ganze ruht auf einem 15 cm starken Holzrost, der nach der Wasserseite zu durch eine hölzerne Spundwand abgeschlossen ist und rückwärts auf dem gewachsenen Boden liegt. Dieser verläuft nach hinten zu in schwacher natürlicher Böschung und besteht vorwiegend aus sandigem Ton mit eingelagerten Schichten von feinem Sand, der in durchfeuchtetem Zustande zum Treibsand wird. Das Mauerwerk selbst besteht aus Kalkbeton und ist über der Wasserlinie mit Backsteinen, unter ihr mit Granit verkleidet; als Hinterfüllung ist das aus dem Becken gewonnene Baggergut verwendet worden.

Die Bewegungserscheinungen begannen alsbald nach Vollendung des Mauerkörpers während der Hinterfüllungsarbeiten, und zwar sowohl vor wie nach dem Einlassen des Wassers in das neue Hafenbecken. Ein Versuch, sie durch Verankerung mit $2^1/_2$" starken Rundankern gegen weiter rückwärts gelegene Mauerklötze zum Stillstande zu bringen, mißlang; schließlich trug man die oberen 3 m der Hinterfüllung wieder ab.

Dieses Mittel half eine längere Reihe von Jahren, bis 1910 einzelne Teile der Mauern von neuem eine Neigung zu Rutschungen erkennen ließen und kostspielige und umfassende Sicherungs- und Verstärkungsarbeiten erforderten.

Diese bestanden in der Hauptsache in der aus Abb. 2 ersichtlichen Betonierung starker, bis zum Mauerfuß reichender Widerlager, die mit der alten Mauer fest verankert wurden und auf starken und tief unter die alte Gründung reichenden Eisenpfählen ruhten.

Es ist bemerkenswert, daß diese Rutschungen unbeeinflußt durch die Füllung des Hafenbeckens blieben und vor- und nachher in Erscheinung traten, die erwartete günstige Gegenwirkung des Wasserdruckes auf den Mauerkörper also völlig versagte. Im Gegensatze dazu sei an die Beobachtungen beim Bau des Kidderpore Docks in Calcutta erinnert, bei dem — obschon die Ausschachtung der Wasserseite noch unvollendet war — ähnliche Rutschungen auftraten, die jedoch beim Vollaufen des Hafenbeckens zum Stillstande kamen und auch dann nicht wiederkamen, als das Becken um weitere 4,85 m vertieft wurde.

Die Ursachen für dieses verschiedene Verhalten sind vermutlich bei dem in Calcutta aus plastischem und wasserdichtem Ton bestehenden Boden- und Hinterfüllungsmaterial zu suchen, das einen Zutritt des Wassers unter der Mauer hindurch und hinter deren Rückseite verhinderte.

In Southampton hingegen bestanden — wie erwähnt — Hinterfüllung und Untergrund aus lehmigem Sand, der bei steigender Flut den leichten Zutritt des Wassers unter und hinter die Mauer gestattete, bei Ebbe den

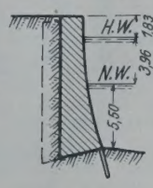


Abb. 1.

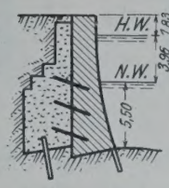


Abb. 2.

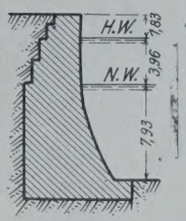


Abb. 3.

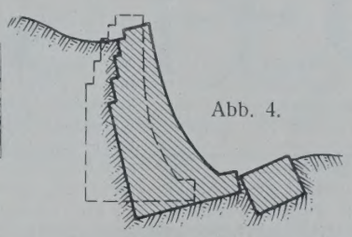


Abb. 4.

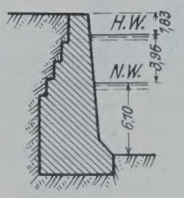


Abb. 5.

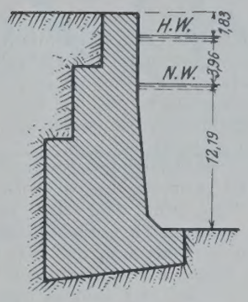


Abb. 6.

Wasserdruck dort größer werden ließ als den äußeren und dementsprechend das Gleichgewicht der Mauer stärker gefährdete als vor der Füllung des Beckens.

Spielte danach in Southampton offenbar die im Grunde einfache und heute genügend erforschte Auftriebwirkung neben dem Erddruck eine verhängnisvolle Rolle, so ist es immerhin zunächst überraschend, daß der Notbehelf des Abtragens der oberen Hinterfüllung um 3 m nicht dauernd wirksam blieb: Zufolge der Rankineschen Theorie hatte man daraufhin mit einer Verminderung des Erddruckes um 50 % gerechnet. Offenbar ist dieser günstigen Annahme durch die Wassermengen entgegengewirkt worden, die sich bei jeder Flut von unten her hinter der Mauer und über der stehengebliebenen Hinterfüllung ansammelten. Da sie nicht nur die Hinterfüllung, sondern auch den Untergrund durchfeuchteten und damit die Reibung zwischen Bodenfläche und Mauersohle vermindert wurde, sind bei näherem Zusehen die geschilderten unliebsamen Erscheinungen durchaus begreiflich, da ja der in Abb. 1 dargestellte Mauertyp durchaus auf diese Reibungswirkung berechnet ist; daß bei den auftretenden großen Erddrücken die erste Verankerung nicht genügen konnte, liegt auf der Hand.

Eine weitere Kaianlage, bei der sich recht unliebsame Erscheinungen gezeigt haben, ist die 40 Jahre später für das sogenannte Empress Dock, ein quadratisches Becken von etwa 240 m Seitenlänge, gebaute Mauer. Abb. 3 gibt einen Querschnitt der Mauer, die in trockener Baugrube ausgeführt wurde. Im Gegensatz zu der vorigen zeigt sie einen gedrungenen und schweren Typ; sie ist in Beton ausgeführt, von der Sohle bis zur Krone etwa 15,65 m hoch und am Fuß 9 m breit. Der Untergrund besteht aus ziemlich festem sandigen Lehm; ebenso der gewachsene Boden hinter dem unteren Teil der in ausgezimmerter Baugrube hochgeführten Mauer, deren oberer Teil mit dem beim Aushub des Hafenbeckens gewonnenen Baggergut verfüllt ist.

Nach dem Einbringen dieser Hinterfüllung und dem Ausschachten des an der Mauerfront stehengebliebenen Bodens bis auf Hafensohle wich die Mauer nach vorn aus. Diese Rutschung betrug nicht weniger als 7 m, doch blieb die Mauer im übrigen aufrecht: Der beste Beweis dafür, daß keinerlei Kippwirkung oder Nachgeben des Untergrundes in Frage kam, sondern daß eben nur die geringen, vor dem Mauerfuß noch verbliebenen Bodenmassen und die Reibung zwischen Untergrund und Mauersohle dem Erddruck der Hinterfüllung nicht gewachsen waren.

Die Wiederherstellungsarbeiten bei dieser Mauer hatten vollen Erfolg; sie waren freilich recht durchgreifend und bestanden in Abtragung des abgerutschten Mauerteils und Tieferlegung des Mauersockels um 2,55 m, so daß er nunmehr 4,55 anstatt wie bisher nur 2,00 m unter Hafensohle reichte.

Leider erwiesen sich auch die anderen drei Mauern des Beckens als wenig standsicher, und man versuchte, sich hier durch die Vorlagerung von Betonklötzen von 6 m Länge, 4,55 m Breite und 3,65 m Tiefe zu helfen, die sonach 1,80 m unter die ursprüngliche Mauersohle reichten und in lichten Abständen von 15 m verlegt waren (Abb. 4). Die Hoffnung, durch sie einer Vorwärtsbewegung der Mauer vorzubeugen, erwies sich jedoch für die östliche Mauer als trügerisch; sie wich vielmehr ebenfalls in der in Abb. 4 gezeigten Weise nach vorn aus und schob die erwähnten Blöcke einfach vor sich her. Auch die Westmauer zeigte einige Bewegungserscheinungen, denen man zunächst wie beim äußeren Hafen durch Abtragung der oberen 4 m der Hinterfüllung entgegenzuwirken suchte. Da sie nach ein oder zwei Jahren jedoch von neuem auftreten, wurde auch diese Kaimauer ebenso wie die vorige durch neue ersetzt.

Im Gegensatz zu den vorstehend behandelten Mauern haben sich diejenigen am Itchen-Fluß, am Test-Fluß und am Ozeanhafen einwandfrei gehalten. Abb. 5 u. 6 geben die Querschnitte der erst- und letztgenannten wieder: Gerade die Mauern am Ozeanhafen, die sich in der Linienführung der Vorderseite und der Sohle den in Abb. 1 u. 3 dargestellten einigermaßen annähert, wird trotz ihrer großen Höhe von 22,55 m als besonders standsicher bezeichnet.

Die von Wentworth-Sheilds in seinem Bericht an die vorstehenden Beobachtungen geknüpften Forderungen sind in kurzem:

1. Geeignetes Hinterfüllungsmaterial wie Geröll, Steinschlag, Kies und reiner Sand.

2. Entwässerung der Hinterfüllung, wo die Möglichkeit dafür nur irgend besteht. Das Nichthinterfüllen bezw. Freistehenlassen des oberen Mauerteils nützt nur da, wo jeder Wasserzutritt ausgeschlossen ist.

3. Das Gewicht des Mauerkörpers muß groß genug sein, um seine Standsicherheit gegen Abrutschen zu gewährleisten; gegen die neuzeitlichen dünnwandigen Eisenbetonausführungen soll damit natürlich nichts gesagt sein.

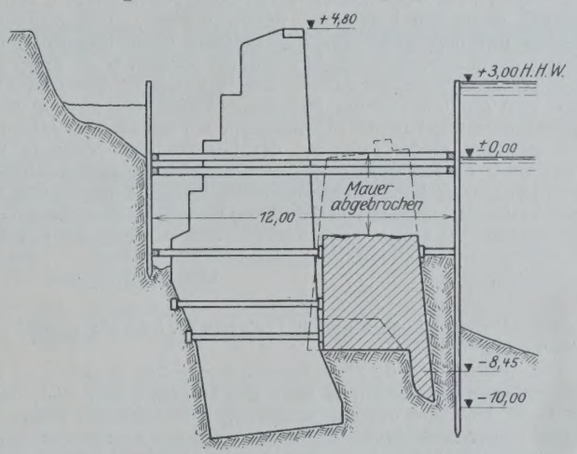
4. Ein breites vorderes Bankett ist gegen die Wirkung des Erddruckes nur von geringem Einfluß, erhöht jedoch bei schlechtem Untergrund die Standsicherheit.

5. Die Fundamente müssen genügend tief unter die Beckensohle geführt werden. Die gelegentlich statt dessen in Tonboden gerammten Pfähle haben gegen den Erddruck keine oder nur geringe Wirkung.

6. Die Verankerung von Schwergewichtmauern nach rückwärts ist unwirtschaftlich. Sie muß — um einen Zweck zu haben — im unteren Teil angreifen und wird sonach viel teurer als andere Mittel zur Erhöhung der Standsicherheit.

7. Weit entfernt, mit diesen wenigen Sätzen den großen Kreis der einschlägigen Fragen beantwortet zu glauben, empfiehlt der Bericht dringend die Durchführung umfassender und planmäßiger Versuche auf diesem wichtigen Gebiete des Mauerwerkbaues. Ki.

Die Wiederherstellung der eingestürzten Kaimauern im Zentraldock des La Plata-Hafens von Buenos Aires wird zurzeit im Auftrage des Ministerio de Obras publicas von der Siemens-Bauunion ausgeführt. Der Einsturz der Mauern hatte bei Vertiefung des Hafenbeckens auf eine Tiefe von 6,4 m stattgefunden, und zwar auf der Ostseite auf eine Länge von 150 m und auf der Westseite auf eine Länge von 100 m. Die neuen Mauern werden jetzt in einer Tiefe von rd. 11 m unter NN gegründet. Die Arbeiten werden in offener Baugrube ausgeführt, wobei der wasserdichte Abschluß gegen das Hafenwasser durch eine eiserne Spundwand erzielt wird, die längs der alten Mauer gerammt, durch landseitige Hinterfüllung und — soweit es die Lage gestattet — unter gleichzeitiger Verwendung der alten Mauer zu einem Fangedamm ausgebildet wird. Ein Wasserandrang an der Sohle der abgeschlossenen Baugrube war infolge der überlagernden, wasserundurchlässigen Tonschicht nicht zu befürchten. Besondere Sorgfalt wurde auf die Aussteifung der Baugrube verwendet, da infolge des durch Ebbe und Flut bedingten, ungleichen Außendruckes von der guten Durchbildung der Aussteifung das Gelingen der Trockenlegung der Baugrube abhängig war. Nach Fertigstellung der neuen Mauer wird, wie die Abbildung andeutet, die alte unter dem Schutze der Spundwand abgebrochen und, wo erforderlich, durch leichte Sprengschüsse gelockert. Danach wird auch die Larssenspundwand für die weitere Verwendung auf dem nächsten Bauabschnitt wiedergewonnen.



Viktor Brausewetter †. Der um die Einführung der Eisenbetonbauweise in Österreich hochverdiente Senior-Chef der Wiener Firma Pittel & Brausewetter, Herr Viktor Brausewetter, der seinen 80. Geburtstag am 12. September 1925 gefeiert hat (vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 42, S. 605), ist verstorben.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Franz Grashof als Forscher und Lehrer. Herr Wirkl. Geheimrat Dr. H. Zimmermann unterzieht in dem unter dieser Überschrift in der „Bautechnik" 1926, Heft 6, veröffentlichten Aufsatze das Urteil, das A. Föppl in seinen Lebenserinnerungen über Grashof als Lehrer und Forscher abgegeben hat, einer kritischen Betrachtung und zeigt, warum seiner Meinung nach ein Fehlurteil vorliegen müsse. Die Ansicht über die Bedeutung eines Mannes muß sich auf das selbständige Urteil vieler befähigter Köpfe stützen, die seine Leistungen übersehen können. Die Zimmermannsche Stellungnahme ist deshalb nur erwünscht, und mir liegt es fern, mich an dem Streit über die Bedeutung Grashofs zu beteiligen. In seinen Ausführungen hat aber Zimmermann an zwei Stellen in m. E.

irrtümlicher und leicht zu berichtigender Weise über A. Föppl geurteilt. Darauf soll im folgenden allein eingegangen werden.

1. Zimmermann schreibt: Wer selbst öfter schriftstellerisch tätig war und gelegentlich, um einen nicht ganz durchsichtigen Gegenstand besser zu durchschauen, ihn in Form eines Aufsatzes niedergeschrieben hat, wird in manchen Ausführungen Föppls guten alten Bekannten zu begegnen glauben."

Der unbefangene Leser muß daraus den Eindruck gewinnen, daß sich A. Föppl gern mit den wissenschaftlichen Leistungen anderer geschmückt habe. Das trifft nicht zu. Tatsächlich war A. Föppl außergewöhnlich wenig belesen. In seinen Büchern finden sich deshalb wenig Hinweise auf Quellen, die ihm, der sich die von ihm behandelten Fragen auf seine eigene Weise zurechtlegte, selbst nicht bekannt waren. Dieses Mangels seiner Bücher war sich A. Föppl selbst wohl bewußt. Um ihn zu beheben, hatte er etwa im Jahre 1912 einen in der Geschichte der Mechanik besonders erfahrenen Gelehrten gewonnen, der einen 7. Band zu den „Vorlesungen" schreiben und darin die Entwicklungsgeschichte des damaligen Standes der Mechanik mit ausführlichen Quellenangaben niederlegen sollte. Wiewohl schon ein fester Vertrag mit der Verlagsanstalt vorlag, ist der Beitrag des betreffenden Gelehrten — vielleicht infolge des inzwischen ausgebrochenen Krieges — ausgeblieben. Herr Zimmermann übersah offenbar auch, daß A. Föppl nicht nur selbst kaum Quellen angab, sondern auch wenig davon berührt war, wenn Arbeiten von ihm nicht richtig beachtet wurden. Ich erinnere mich nicht, daß er jemals sich darüber beklagt hätte, daß etwa ein anderer Schriftsteller eine frühere Arbeit von ihm über ein gleiches Thema nicht genannt hätte. Wichtig war ihm die Sache selbst, der gegenüber die Frage nach der Urheberschaft — vielleicht ungebührlich stark — zurücktrat.

2. Im letzten Abschnitt seiner Ausführungen sagt Zimmermann, daß das temperamentvolle Urteil, das A. Föppl über Grashof niedergeschrieben hat, wohl zu verstehen sei, daß aber nicht der Spruch „Alles verstehen, heißt alles verzeihen" angewendet werden dürfe. Er fährt fort, daß das Verzeihen in diesem Falle nur von einer großen Körperschaft, etwa vom Verein deutscher Ingenieure, ausgeübt werden könne.

Hier kann ich Herrn Zimmermanns Auffassung nicht folgen. Ich würde es für tief bedauerlich für unser Vaterland und die deutsche Technik halten, wenn die Zimmermannschen Ausführungen von weiten Kreisen der deutschen Ingenieure geteilt würden. Ein gesunder Fortschritt kann nur dort gedeihen, wo erfahrene Leute ihre Ansichten, unbekümmert um die herrschende Meinung der übrigen Welt, äußern dürfen. Eine solcherart vorgetragene Ansicht mag als „falsch" bezeichnet werden, wenn sie vom größten Teil der übrigen Fachgenossen nicht geteilt wird. Aber daß die frei geäußerte Meinung eines Fachmannes Verzeihung in Anspruch nehmen müßte, weil sie der herrschenden Meinung zuwiderläuft, das wäre eine Auffassung, durch die das freie Wort geknechtet und der Fortschritt lahmgelegt würde. Denken und seine eigene Meinung vortragen soll ein Gelehrter. Das ist viel wichtiger für die ganze Nation als die Gefahr, daß dabei ein anerkannt gefeierter Mann in seinem Ruhme — möglicherweise unverdientermaßen — geschmälert werden könnte. Otto Föppl, Braunschweig.

Zu vorstehenden Ausführungen Professor O. Föppls gestatte ich mir zwei Bemerkungen:

1. Die Absicht, A. Föppl zu beschuldigen, daß er sich gern mit den wissenschaftlichen Leistungen anderer geschmückt habe, liegt mir vollständig fern. Ich habe nur sagen wollen, daß mich die Form, die Art und Weise seiner Ausführungen mitunter an ein (auch von mir selber manchmal geübtes) Verfahren zur Klärung und schärferen Fassung eigener, noch nicht ganz schlüssiger Gedanken erinnert hat. Daß er dieses Hilfsmittel auch zur Belehrung anderer benutzte, schien mir lobenswert und ein Beweis für seine pädagogische Begabung. Der ganze Zusammenhang ergibt diesen Sinn.

2. Es war (wie S. 84 der „Lebenserinnerungen" zeigt) A. Föppl bekannt, in welchem Maße der Verein deutscher Ingenieure Grashof hochschätzte. Diese Schätzung hat ganze Lebenszeiten überdauert und steht noch in Geltung; natürlich mit dem Vorbehalt, daß Grashofs Leistungen — wie jedes Menschenwerk — mit dem Maßstabe seiner Zeit gemessen werden müssen. Föppl sagt auf S. 85 der „Lebenserinnerungen" von seinem (auf S. 69 der „Bautechnik" wörtlich angeführten) Urteil: „Das klingt sehr hart, und ich würde lieber geschwiegen haben, wenn sich annehmen ließe, daß noch jemand am Leben wäre, der sich dadurch gekränkt fühlen könnte." Dabei scheint er übersehen zu haben, daß sein Urteil für den Verein deutscher Ingenieure, d. h. für eine sehr große Zahl tüchtiger und besonnener Männer den kränkenden Vorwurf bedeutet, sich von einem nicht klaren Kopfe haben blenden zu lassen. Mein Hinweis auf den Verein hat nichts weiter besagen wollen, als daß diesen Männern in erster Linie die Entscheidung darüber zustehen muß, ob das sehr harte Urteil, das Föppl über Grashof und mittelbar auch über sie gefällt hat, den Umständen nach verzeihlich erscheint oder nicht.[1])

Die Worte, mit denen ich den Hinweis begleitet habe, lassen wohl genügend erkennen, daß ich nichts weniger beabsichtige, als damit den Fortschritt der Wissenschaft hemmen zu wollen. Föppl hat ja keine einzige wissenschaftliche Tatsache zur Begründung seines Urteiles angeführt. Es beruht ganz auf persönlichen Eindrücken. Solche dürften doch in der Wissenschaft nicht maßgebend sein. Daneben kommt es auch noch auf die Form des Urteiles an. Gewiß soll ein Gelehrter denken und seine eigene Meinung vortragen; Kränkungen anderer sollte er aber vermeiden. Daß sein Urteil über Grashof objektiv kränkend war, hat A. Föppl selber anerkannt, indem er die Berechtigung zu seiner Bekanntgabe damit begründete, daß niemand mehr am Leben sei, der die Kränkung fühlen könne. — In offensichtlichem Bestreben, den Streit Föppl-Grashof (wenn man den ganzen Vorfall so nennen darf) versöhnlich ausklingen zu lassen, bin ich früher auf die vorstehenden Einzelheiten nicht eingegangen. Angesichts der Bemängelung durch den Sohn mußte es nun doch wohl geschehen. Zimmermann.

Wir betrachten hiermit die Angelegenheit als genügend erörtert und schließen daher die Aussprache. Die Schriftleitung.

[1]) Die Wendung, „daß das Verzeihen in diesem Falle nur von einer großen Körperschaft, etwa dem Verein deutscher Ingenieure, ausgeübt werden könne", enthält mein Aufsatz weder dem Wortlaut noch dem Sinne nach.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Dr. jur. Karl Joseph, Mitglied der R. B. D. Frankfurt (Main), und Gustav Schober, Werkdirektor des E. A. W. Stuttgart-Cannstatt.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Hermann Luther in Berlin-Grunewald die Stelle des Werkdirektors des E. A. W. daselbst.

Bestellt: Reichsbahnoberrat Kasack in Berlin zum Vorsitzenden des Vorstandes der Reichsbahnbeamten-Krankenversorgung und Reichsbahnoberrat Schrader in Berlin zu seinem ersten Vertreter, Reichsbahnrat Heyden in Düsseldorf zum Vorstand der neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung Düsseldorf.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Lüders, Werkdirektor des E. A. W. Berlin-Grunewald, als Mitglied zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnräte Dr.-Ing. May, bisher bei der Eisenbahn-Bauabteilung Horrem, zur R. B. D. Köln, Mönch, bisher beim Eisenbahnwerk Brandenburg-West, zum E. B. A. Cüstrin, Fritz Stratthaus, Werkdirektor des E. A. W. Trier, als Mitglied zur R. B. D. Köln, Witte, Werkdirektor des E. A. W. Recklinghausen, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Trier, Dr. jur. Kintscher, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, als Vorstand zum E. V. A. Frankfurt (Oder), Danco, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zum E. V. A. Weimar, und Gaih, bisher bei der R. B. D. Hannover, als Vorstand zum E. V. A. Hameln, der Reichsbahnbaumeister Gätjens, bisher bei der R. B. D. Altona, in den Bezirk der R. B. D. Stettin.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Föhlinger, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Frankfurt (Main), Poth, Leiter der Güterabfertigung in Mainz, und Otto Schmidt, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Magdeburg.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Hindennach, Vorstand der Eisenbahn-Betriebsinspektion Heilbronn.

Preußen. Versetzt ist: der Regierungsbaumeister (W.) Wöltinger von Husum nach Dagebüll zur Bauleitung beim Dammbau Oland—Festland.

Überwiesen sind: die Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches K. Honnef aus Zülpich, Kreis Euskirchen, dem Kulturbauamt in Trier und Röder der Regierung in Trier.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Erich Krause, Achim Griese (Wasser- und Straßenbaufach), und Ewald Henn, Werner Adams (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Geheime Baurat Paul Rhode in Berlin-Friedenau, früher Regierungs- und Baurat und Mitglied der E. B. D. Bromberg.

Sachsen. Straßen- und Wasserbauverwaltung. Versetzt: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Zschunke beim Straßen- und Wasserbauamt Döbeln als Vorstand zu dem am 1. April 1926 neu errichteten Talsperren-Bauamt Carlsfeld im Erzgebirge.

Württemberg. Bei der im November 1925 bis Februar 1926 abgehaltenen Staatsprüfung im Bauingenieurfach sind für befähigt erklärt worden: Eugen Bantlin aus Breitingen, Oberamt Ulm, Erwin Brintzinger aus Eßlingen, Rudolf Dreher aus Sarona i. Palästina, Friedrich Ehmann aus Grüntal, Oberamt Freudenstadt, Paul Englerth aus Jagstfeld, Oberamt Neckarsulm, Adolf Eppler aus Möckmühl, Oberamt Neckarsulm, Anton Gegier aus Laubach, Gemeinde Reinstetten, Oberamt Biberach, Walter Heinrich aus Stuttgart, Wilhelm Hornung aus Ulm, Karl Kluftinger aus Aalen, Richard Kocher aus Tübingen, Emil Kübler aus Göppingen, Eberhard Kurz aus Zwiefalten, Oberamt Münsingen, Max Linder aus Eßlingen, Franz Mayer aus Waiblingen, Otto Meyder aus Ilshofen, Oberamt Hall, Siegfried Presser aus Troisdorf, Reg.-Bez. Köln, Karl Rombold aus Öffingen, Oberamt Waiblingen, Max Rothmund und Lothar Schaible aus Stuttgart, Julius Strecker aus Eßlingen, Max Wagner aus Aixheim, Oberamt Spaichingen, Wilhelm Wagner aus Eßlingen, David Wieland aus Backnang und Hans Wunderlich aus Stuttgart. Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister" erhalten.

Der ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart Oberbaurat Kübler ist von seinen Amtspflichten enthoben worden.

INHALT: F-Stahl. — Die Saaletalsperre bei Hohenwarte. — Kaltasphalt (Essener Asphalt) und seine Verwendung im neuzeitlichen Straßenbau. — Ablaufberg mit Beschleunigungsantrieb. — Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. — Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln. (Schluß.) — Akkordverträge im Bauwesen. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Verleihung der Medaille für hervorragende Leistungen im Bauwesen. — Jubiläumsfeier des Hüttentaschenbuches. — Technische Hochschule München. — Neue Mainbrücke bei Hanau. — Edertalsperre als Hochwasserschutz. — Zur Geschichte des Kaimauer-Baues. — Wiederherstellung der eingestürzten Kaimauern im Zentraldock des La Plata-Hafens von Buenos Aires. — Viktor Brausewetter †. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 23. April 1926. Heft 18

Versuchstrecke für neuzeitliche Straßenbauweisen in Bayern auf der Staatsstraße Nr. 87 „München—Tegernsee“ zwischen km 8,28 u. 26,0.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialrat **J. Vilbig**, München.

Die Erkenntnis von der Dringlichkeit der Durchführung umfassender Maßnahmen zur Verbesserung der Staatsstraßen und zu ihrer Anpassung an die neuzeitlichen Verkehrsverhältnisse veranlaßte im Mai 1925 das Bayerische Staatsministerium des Innern, für den Ausbau einer Versuchstrecke in neuen Bauweisen $1^1/_2$ Mill. R.-M. beim Landtag anzufordern. Die beantragte Summe wurde mit Beschluß des Landtags vom 12. Juni 1925 bewilligt.

Die Erfahrungen, die in anderen Ländern und auch in Deutschland selbst mit den verschiedenen neuzeitlichen Bauweisen gesammelt werden konnten, haben zwar bereits zu einer gewissen Klärung über zweckmäßige und wirtschaftliche Bauweisen geführt. Abgesehen von den erprobten und altbekannten Pflasterstraßen haben sich bereits eine Reihe von Bitumen-, Teer- und Betonbauweisen in England, Amerika, Holland, in der Schweiz usw. sowie in Deutschland selbst schon lange gut bewährt. Gleichwohl entschloß man sich zur Ausführung einer Versuchstrecke im großen, um festzustellen, welche von diesen Bauweisen für die besonderen klimatischen, geologischen und örtlichen Verhältnisse in Bayern technisch am besten geeignet und im Hinblick auf den Verkehr und auf möglichste Verwendung heimischer Wegebaustoffe am wirtschaftlichsten sind, ferner wie teuer die einzelnen Bauweisen bei der praktischen Anwendung kommen. Theoretisch lassen sich diese Fragen nicht klären und können auch nicht nach den Ergebnissen anderweitig ausgeführter Probestrecken und Versuchsbahnen ohne weiteres beantwortet werden. Die Preisangaben der einzelnen Sonderfirmen beziehen sich zunächst nur auf 1 m² der reinen Straßendecke. Die Kosten der zur Ausführung der Decke notwendigen, vorbereitenden Arbeiten an der alten Straße, der Herstellung eines geeigneten Untergrundes, der erforderlichen Verbreiterung des Straßenplanums usw., Arbeiten, die zwar je nach den Verhältnissen sehr verschieden sein können, die aber bei den Kosten immer sehr beträchtlich ins Gewicht fallen, konnten zuverlässig nur durch den praktischen Versuch festgestellt werden.

Erwähnt sei noch besonders, daß die fragliche Versuchstrecke keinen eigentlichen Grundbau enthält. Die neuen Straßendecken wurden absichtlich lediglich auf die vorher sorgfältig profilierte und gewalzte alte Straßendecke gelegt. Es sollte festgestellt werden, ob bei guten Untergrundverhältnissen (der Straßenzug durchschneidet glaziale Schichten der oberbayerischen Hochebene) die Einlegung eines kostspieligen Grundbaues unbedingt erforderlich ist oder ob, wie es im vorliegenden Falle auch nach Anschauung der ausführenden Unternehmungen für zulässig erschien, Grundbau entbehrlich ist. Diese Frage ist gerade für die bayerischen Verhältnisse von größter Bedeutung, nachdem noch 57,5% der Staatsstraßen des Grundbaues entbehren. Weiterhin wurde, soweit es der vorhandene Unterbau erlaubte, eine gestrecktere Linienführung angestrebt, grundsätzlich aber die Fahrbahndecke von bisher 3,5 bis 4,5 m auf durchweg 5,5 m verbreitert und dem Straßenkörper durch Herstellung von beiderseits 1,25 m breiten Fußbänken eine Gesamtbreite von 8 m gegeben.

Die Ausführung der Versuchstrecke in der Nähe Münchens hatte ferner den besonderen Zweck, für die Deutsche Verkehrsausstellung, die zahlreiche Besucher aus allen Teilen der Welt nach München führte, das Muster einer Zukunftstraße in verschiedenen neuzeitlichen Bauweisen zu schaffen. Den Besuchern der Ausstellung, die sich für die brennende Straßenbaufrage interessierten, war dadurch Gelegenheit gegeben, die Ausführung moderner Straßenbauweisen in der Praxis vorgeführt zu sehen.

Zur Ausführung der Versuchstrecke wurde die Staatsstraße Nr. 87 „München—Tegernsee“ gewählt, die hierfür besonders geeignet erschien. Die Versuchstrecke (Abb. 1) beginnt an der Burgfriedensgrenze der Stadt München bei km 8,28 und erstreckt sich über Sauerlach bis km 26, sie ist also 18 km lang. Die Versuchstrecke, die im Jahre 1925 einen durchschnittlichen Tagesverkehr von 106 Kraftfahrzeugen und 62 Zugtieren oder rd. 500 t, also im allgemeinen einen ziemlich mäßigen Verkehr zu tragen hatte, wurde unter der Leitung des Straßen- und Flußbauamtes München anfangs Juli 1925 in Angriff genommen und war Mitte November im wesentlichen vollendet. Die ungünstigen Witterungsverhältnisse verzögerten den Baufortschritt besonders im Monat September. Zuweilen war er auch durch unzeitige Anlieferung der Wegebaustoffe behindert worden; kamen doch insgesamt nicht weniger als 14 000 t Basaltschotter, 1300 t Granitschotter, 8000 t Kalkschotter, Kies und Sand, 3400 t Pflaster- und Leistensteine, zusammen also etwa 100 Güterzüge zu je 40 Wagen von 10 t Ladegewicht zum Einbau.

Am 25. Oktober konnte die Straße dem Verkehr wieder übergeben werden. Die Eigenart der Ausführung dieses Straßenbaues sowie der Umstand, daß die ganze Straßenstrecke während des Baues gesperrt werden mußte, ließen technische Einzelheiten wenig über die unmittelbar beteiligten Fachkreise hinaus in die Öffentlichkeit dringen. Und doch stellt das Werk eine Arbeit von höchster Wichtigkeit dar; soll es doch den Auftakt bilden zu einem neuen Abschnitt des Straßenbaues und Straßenverkehrs in den bayerischen Landen.

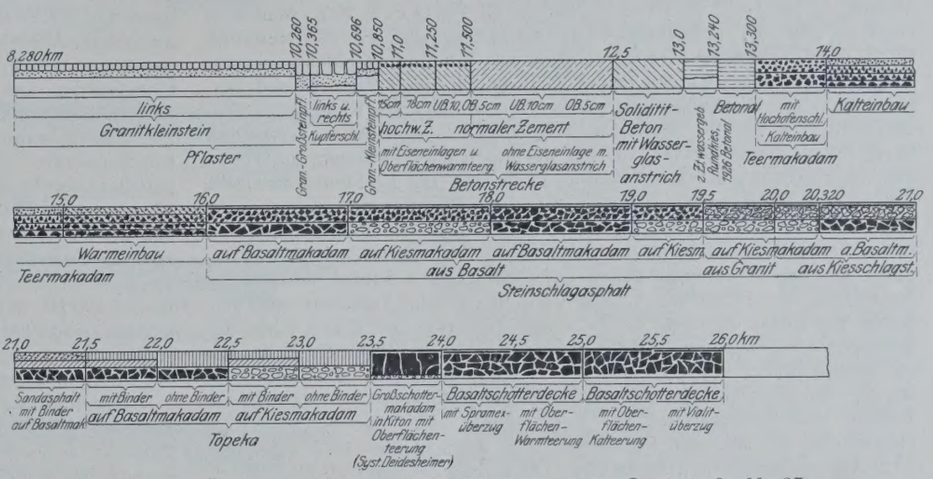


Abb. 1. Übersicht über die auf der Versuchsstrecke Staatsstraße Nr. 87 München—Tegernsee—Kreutte angewendeten Bauarten.

Die nachstehende Zeichnung gibt eine Übersicht über die verschiedenen ausgeführten Straßenbauweisen.

Die angewendeten Bauarten (Abb. 1) kann man in drei Gruppen gliedern:

1. in harte Decken, bei denen die Härte der Oberfläche so groß ist, daß sie den Angriffen der Räder durch ihre Festigkeit Widerstand leisten: Pflaster und Betondecken,
2. in elastische Decken, bei denen das Steinmaterial in eine zähe elastische Bindemasse eingebettet ist: Teer- und Bitumendecken,
3. in Schotterdecken mit Oberflächenüberzug, Bauarten, die von dem Gedanken ausgehen, daß unsere bisherigen, mit Sand und Wasser gebundenen Straßendecken wohl imstande sind, die Drücke des modernen Verkehrs aufzunehmen, wenn nur der saugenden Wirkung der schnellfahrenden Kraftfahrzeuge und dem Verschleiß der Decke selbst durch eine nachhaltige Bindung der Schotteroberfläche begegnet wird.

In dieser Reihenfolge sind auch die einzelnen Bauweisen ausgeführt, bei km 8,28 beginnend mit verschiedenen Pflasterarten. Wiewohl diese auf städtischen und auch auf Landstraßen seit Jahrzehnten schon erprobt sind, so sprachen für ihre Aufnahme in die Versuchstrecke zwei Gründe. Zunächst war der Umstand maßgebend, daß vom Beginn der Straße bei km 8,28 an bis km 10,7 bereits ein halbseitiger etwa 3 m breiter Großpflasterstreifen vorhanden war, wie er vor 20 Jahren rings um München auf angemessene Entfernungen zur Aufnahme des schweren Fuhrwerkverkehrs nach der Stadt zu jeweils auf der rechten Straßenseite angelegt worden war. Es erwies sich als zweckmäßig, diese alte,

meist noch gut erhaltene Pflasterstrecke liegenzulassen und nur die andere Hälfte (Basaltmakadam) auszubauen. Weiterhin schien die Ausführung verschiedener Pflasterarten zum unmittelbaren Vergleich mit den neuzeitlichen Bauweisen geboten.

Zur Ergänzung der halbseitigen Pflasterung — km 8,28 bis 10,27 — wurde ein Pflaster aus Granitkleinsteinen 8/9/10 cm, die von der Bayerischen Granit A.-G., Regensburg, geliefert wurden, durch die Firma Pauli & Sohn, München, in Segmentbogenform, der hierzulande üblichen Bauart, hergestellt. Der Bogenscheitel wird hierbei stets in Fahrtrichtung gelegt, damit die Bogenspannung gegenüber dem von den Pferdehufen und Triebrädern ausgeübten Rückwärtsdruck entsprechend in Wirksamkeit treten kann. Im Straßenquerprofil kam ein Kreisbogen mit einer Tangentenneigung von 3,5 % zur Anwendung. Als Unterbau wurde nach entsprechend tiefem Ausbruch der alten Fahrbahn eine Basaltschotterdecke von 6 cm Stärke neu eingewalzt. Auf diese Decke wurde sodann das Pflaster in ein 2 cm starkes Sandbett verlegt und in die Fugen unter Wasserzugabe gequetschter Kiessand von 0,3 mm eingeschlämmt. Zur seitlichen Begrenzung des Kleinpflasters wurden die längs des alten Großsteinpflasterstreifens ausgebauten Granitleistensteine eingebaut. Die gesamte Kleinpflasterfläche beträgt 5060 m² mit einem Kostenaufwande von rd. 16,80 R.-M./m² einschließlich aller Nebenarbeiten. Für die betriebsfertige Herstellung, also einschließlich des Ausbaues und Wiederversetzens der Leistensteine und Anlage der Unterbettung waren 1510 Arbeitertagschichten aufzuwenden.

Die Ausführung der Pflasterungen im Bereiche der Ortschaft Unterhaching — km 10,27 bis 10,85 — war an die Firma F. N. Noll, München, vergeben (Abb. 2). Hier erwies es sich als zweckmäßig, die alte einseitige Pflasterung vollständig herauszunehmen und die ganze Straßenbreite neu zu pflastern. Dabei wurden neben Kleinsteinpflaster 8/9/10 cm und ausgebauten alten Großpflastersteinen in großem Umfange Kupferschlackensteine 16/16/13 cm der Mansfelder Bergbau A.-G. in Eisleben verwendet. Diese Pflastersteine werden aus der bei der Kupfergewinnung am Hochofen abgezapften glühenden Schlacke gegossen. Da die Steine eine sehr einheitliche Form besitzen, erhält man ein Pflaster mit viel engeren Fugen, als es bei Verwendung der Naturpflastersteine möglich ist, deren rauhe Seitenflächen Fugen von mindestens 1 cm Breite erfordern. Die glatte Oberfläche verbürgt daher ein geräuschloses Fahren und leichte Reinhaltung der Fahrbahn. Größte Vorsicht ist beim Transport und Versetzen der Steine zu üben, da die scharfen Kanten und Ecken leicht abspringen. Unterbau und Ausführung entsprechen im allgemeinen der für die Straßenstrecke km 8,28 bis 10,27 angegebenen Art. Die mit 5 cm starker Sandzwischenlage versetzten Kupferschlackensteine kamen als Reihen- und Schrägpflaster zur Verwendung. Für die betriebsfertige Herstellung der gesamten Pflasterfläche im Ausmaß von 4475 m² waren 2210 Arbeitertagschichten notwendig. Die Kosten betrugen rd. 21 R.-M./m² fertiges Pflaster, davon entfallen auf die Pflastersteine allein rd. 14 R.-M./m².

An die Pflasterstrecke schließt sich eine 1,65 km lange Betondecke an, in der Art, wie sie besonders in Amerika in großem Umfange hergestellt wurden. Die Ausführung geschah durch das Münchener Betonstraßen-Konsortium, zu dem sich die Firmen Wayss & Freytag, Dyckerhoff & Widmann und Karl Stöhr zusammengeschlossen haben. Die Betonplatte ist 15 bis 18 cm stark und an den beiden Enden schwalbenschwanzförmig verstärkt. Die Oberfläche fällt dachförmig nach beiden Seiten ab mit einer Neigung von 2½ %, die Mitte ist auf 1,5 m Breite ausgerundet.

In Abständen von 6 m wurden Querfugen angeordnet, um das Reißen der Decke beim Zusammenziehen (Schwinden) des Betons und bei Formänderungen infolge der Temperatur zu vermeiden. Die Fugen wurden durch Einlage einer 7 mm starken Asphaltfilzplatte gebildet. Die hierbei noch verbliebenen Vertiefungen wurden zum Schutz gegen die Angriffe der Fahrzeuge und Hufe mit Inertol gestrichen und sodann mit einer Mischung aus gleichen Teilen Sand und Gudron satt ausgegossen, so daß eine leichte Wulst entsteht, die sich im Laufe der Zeit durch den Verkehr und das Einsinken des Gudrons in die Fugen von selbst glättet. Bei einem Teil der Fugen wurden auch durch Einlegen einer dreikantigen Leiste die Kanten abgeschrägt, bei zwei Fugen auch eine Kantensicherung durch einbetonierte Kupferschlackensteine versucht. Bemerkt sei hier noch, daß die Ausbildung von Längs- und Querfugen nach den neuesten Erfahrungen an Bedeutung verloren hat, seitdem sich das Sattanbetonieren mit Lehmanstrich oder Pappeinlagen eingeführt hat und seitdem man, besonders in Amerika, die leichte und gute Ausbesserungsmöglichkeit etwaiger Risse durch Ausgießen mit Bitumen erkannt hat.

Ein Teil der Betonstrecke (km 10,85 bis 11,50) erhielt im oberen Drittel der 15 cm starken Platte an der Grenze zwischen Unter- und Oberbeton ein Rundeisengeflecht 3 kg/m² eingebaut. Der Abstand der Fugen beträgt hier 7,5 m.

Zur Erprobung der Betonmischungen wurden 400 m Straße (km 10,85 bis 11,25) als Kiesbeton im M.-V. 1:2,5:5 in einer Schicht ausgeführt. Die rauh gehaltene Oberfläche bekam zum Schutze, namentlich gegen die Angriffe der Pferdefuhrwerke, einen Überzug aus Teer mit eingewalztem Basaltsplitt. Die ganze übrige Betonstraße (km 11,25 bis 12,50) besteht aus einer 10 cm starken Unterschicht in Kiesbeton im M.-V. 1:2,5:5 und einer 5 cm starken Oberschicht in Feinbeton aus Basaltsplitt und Quarzsand im M.-V. 1:1,5:2,5. Die Oberfläche wurde zur Erzielung einer entsprechenden Dichtung etwa vier Wochen nach Fertigstellung sauber abgewaschen und dreimal mit einer Wasserglaslösung (M.-V. 1:4) getränkt.

Die Betonplatten kamen unmittelbar auf die noch ziemlich gut erhaltene alte Basaltmakadamfahrbahn zu liegen. Vorhandene Schlaglöcher wurden vorher mit Magerbeton ausgefüllt und mit Pappe abgedeckt. Die in Abb. 3 u. 4 dargestellten Querprofile lassen die Konstruktion gut erkennen.

Die Bauausführung geschah, wohl zum ersten Male in Deutschland, nach amerikanischem Muster mit einer fahrbaren Betonmischmaschine, die im Hüttenwerk Sonthofen hergestellt worden war. Diese Maschine bewegte sich mit eigener Kraft rückwärts vor der im Ausbau befindlichen Strecke her. Der Beton wurde vom Mischwerk aus in einem mit Klappboden versehenen Kübel von 0,5 m³ Inhalt, der an einem kranartigen schwenkbaren Auslager von 8 m Länge lief, unmittelbar an die Verwendungsstelle geschüttet. Das Abziehen der Betonoberfläche geschah mit einem vierrädrigen Wagen, der auf der beiderseitigen Schalung sich bewegte und eine Lehre zur Formung des Straßenprofils trug. Die Schalung selbst war aus Bohlen beiderseits der Fahrbahn gebildet, die auf eingewogenen Pflöcken hochkant aufgesetzt und zwischen eisernen Pflöcken auf der Innenseite und hölzernen Pflöcken auf der Außenseite mit Keilen festgemacht und eingerichtet wurden. Die roh vorbereitete Oberfläche wurde dann durch Abwalzen der Quere nach mittels einer schweren Handwalze und durch Abstreichen längs der Schalung mit Reibebrettern vollkommen geglättet. Sofort nach der Bearbeitung erhielt die fertige Decke eine Überdachung aus Zelttüchern zum Schutze gegen die Einwirkung der Sonnenhitze und des Regens. Diese Zeltdächer wurden zur Abkühlung mit Wasser besprengt. Andern Tages überzog man den Beton mit einer Erdschicht, die etwa vier Wochen lang liegen blieb und ständig feucht gehalten wurde, um dem Beton das zum Abbinden und Erhärten nötige Wasser zuzuführen. Soweit hochwertiger Zement zur Verwendung gelangte, war die Überdeckung mit Erde nicht notwendig. Die Straße konnte hier schon nach zwei Tagen für den Ortsverkehr freigegeben werden. In der Doppelschicht von 16 Stunden wurden durchschnittlich täglich 100 lfd. m Fahrbahn von 5,5 m Breite hergestellt. Für die Gesamtleistung von 9064 m² Fahrbahnfläche waren 3120 Arbeitertagschichten aufzuwenden. Die Kosten der Betondecke einschließlich allem stellen sich auf rd. 13 R.-M./m².

Eine neue Art von Betonstraßen, die Soliditbetonstraße, wurde zwischen km 12,5 bis 13,0 durch die Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky & Zoellner in München unter Verwendung eines Sonderbindemittels, des Soliditzements, hergestellt. Soliditzement ist ein Portlandzement, der durch einen Zusatz von Granit- oder Dioritmehl verbessert und nach einem dem Spanier Emilio Longan patentierten Verfahren aufbereitet wird. Mit den beigegebenen kieselsäurereichen Zuschlagstoffen von Granitgrus und -sand geht der Zement nicht nur eine mechanische, sondern auch eine ganz besondere chemische Bindung ein und erreicht einen außerordentlich hohen, etwa den doppelten Grad von Zähigkeit und Druckfestigkeit. Infolge der geringen Formänderung bei Temperaturschwankungen ist außerdem die Rissegefahr kleiner als bei gewöhnlichem Beton. Die Fahrbahndecke konnte deshalb ohne eigentliche Temperaturfugen ausgebildet werden. Man beschränkte sich lediglich darauf, beim Betonieren der 8 m langen Felder jeweils ein Feld auszulassen, so daß es zum Schwinden freien Spielraum hatte, versah die Fugenfläche mit einem dünnen Lehmanstrich und betonierte dann einen oder einige Tage später das Zwischenfeld unmittelbar daran. Man erhält auf diese Weise keine Temperaturfugen, sondern nur Arbeitsfugen, weil die Felder unmittelbar aneinander betoniert werden. Im Gegensatz zur Bauweise des Betonstraßenkonsortiums wurde hier der Beton in einer ortsfesten Anlage gemischt und mit Muldenkippern auf einem längs der Straße verlegten Rollbahngleis verfahren. Diese Bauart erfordert zwar höhere Einrichtungskosten, hat aber den Vorteil, daß der Beton an beliebig vielen Stellen eingebracht und deshalb der Baufortschritt entsprechend beschleunigt werden kann. Gestampft wurde im allgemeinen mit drei von einer kleinen, fahrbaren Kompressorenanlage betriebenen Preßluftstampfern, an den Längskanten der Fahrbahn und Arbeitsfugen außerdem noch mit Holzkeilen von Hand aus. Bei diesem Bau wurden erstmals Schalungen aus gegenseitig verschraubten, in ihrer Höhenlage mittels Schraubenspindeln auf die Betonoberfläche genau einstellbaren Profileisen angewendet. Die Längsschalung war in Abständen von 8 m schräg der Quere nach durch Winkeleisen in einzelne Felder unterteilt. Die Betonoberfläche wurde quer zur Fahrbahn abgezogen, wobei das Abziehholz auf der erwähnten Querversteifung der Schalung geführt wurde, und zum Schlusse mittels einer 200 kg schweren Handwalze der Länge und Quere nach gedichtet. Die Schalungen haben sich insofern außerordentlich bewährt, als sie eine sehr vollkommene technische Behandlung der Fahrbahndecke insbesondere beim Abwalzen und Glätten ermöglichten.

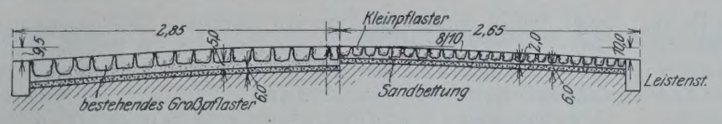


Abb. 2. Kleinpflaster, halb- und ganzseitig.

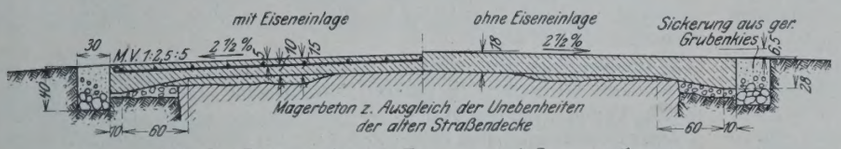


Abb. 3. Betonstraße mit Teerung und Spramexüberzug.

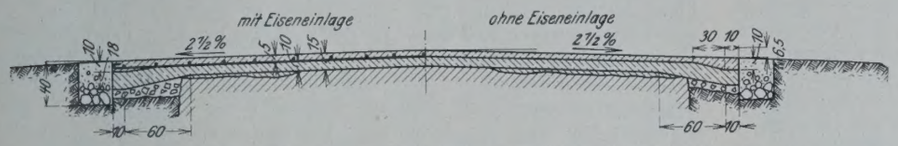


Abb. 4. Betonstraße in zwei Schichten mit Wasserglasbehandlung.

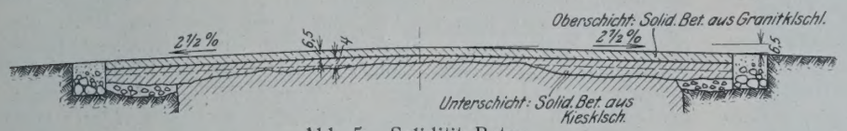


Abb. 5. Soliditit-Beton.

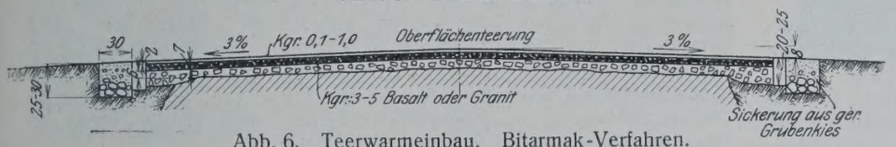
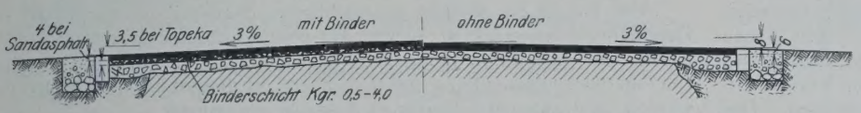


Abb. 6. Teerwarmeinbau. Bitarmak-Verfahren.



Sandasphalt mit Binder. Topeka mit Binder. Topeka ohne Binder.

Abb. 7.

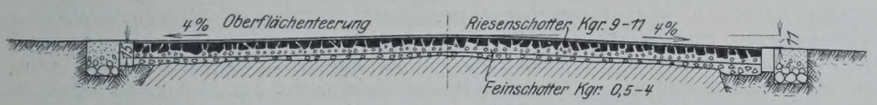


Abb. 8. Großschottermakadam mit Kiton nach Dr. Deidesheimer.

Abb. 2 bis 8. Regelquerschnitte der verschiedenen Bauarten.

Die Betondecke (Abb. 5) besteht aus zwei Schichten, die unmittelbar nacheinander in erdfeuchtem Zustande eingebaut werden. Der Unterbeton (M.-V. 1 : 8) aus Zuschlagstoffen von Grubenkies und Sand dient neben der eigentlichen Zweckbestimmung der Druckverteilung zugleich auch zum Abgleichen von Unebenheiten der alten Fahrbahn. Die Unterschicht hat deshalb wechselnde Stärken von 4 bis 10 cm. Die Oberschicht (Verschleißschicht) wurde in 6,5 cm Stärke aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 hergestellt. Die Zuschlagstoffe sind hier Granitgrus (80 %) und Granitsand (20 %). Die Decke, für die die gleiche Profilform wie für die Portlandzementdecke angewandt wurde, erhielt eine durch Zugabe von Granitsand und Soliditit-zement geglättete Oberfläche, die mit Wasserglas getränkt wurde. Die Decke macht bis jetzt einen ausgezeichneten Eindruck.

Der tägliche Baufortschritt betrug bei Verwendung einer Betonmischmaschine in einer Schicht durchschnittlich 40 bis 50 m, der Gesamtarbeitsaufwand bei 2755 m² Fahrbahndecke 685 Tagschichten. 1 m² Fahrbahndecke kostete einschließlich allem rd. 13 R.-M.

Den Übergang von den starren zu den elastischen Decken bildet die Silikat-(Betonal-)Decke zwischen km 13,24 und 13,50. Diese Decke ist eine der ersten Vertreterinnen einer Bauart, mit der seit einiger Zeit in Frankreich und in der Westschweiz angeblich mit gutem Erfolg Versuche gemacht wurden. Sie könnte etwa als Wasserglas-Walzbeton bezeichnet werden. Das Grundsätzliche dieser Bauart besteht darin, daß weiches Kalksteinmaterial (der kohlensaure Kalk) durch die Verwendung einer Natron- oder Kaliwasserglaslösung an Stelle von Wasser oder durch Beimengung von Wasserglaspulver (Betonal) zum Walzsand, der dann mit Wasser eingeschlämmt wird, silikatisiert (verkieselt) wird und auf diese Weise eine vollkommen geschlossene, wasserundurchlässige und gehärtete Decke entsteht. Die Ausführung geschieht normal in der Weise, daß die 8 cm starke, aus weichem Kalkgestein (30 bis 40 mm Korn) bestehende Decklage ohne Wasser und Sandzusatz festgewalzt wird. Hierauf wird ein Gemisch von 0,35 m³ Kalksplitt und Grus mit 25 kg Betonal auf die Decklage gebracht, gleichmäßig über eine Fläche von rd. 12 m² ausgebreitet und durch die Walze zunächst eingedrückt sodann unter entsprechender Wasserzugabe eingeschlämmt, eingekehrt und etwa 40 mal so lange mit der Walze darübergefahren, bis sich ein bräunlicher, silikathaltiger Schlamm bildet. Dieser darf nicht abfließen, sondern muß eingekehrt werden. Nach drei bis vier Tagen wird die Straße dem Verkehr übergeben. Die Straßendecke bekommt durch das Verfahren größere Festigkeit und Glätte, die lästige Staub- und Schmutzbildung wird stark herabgemindert. Die Kosten der Decke betragen normal etwa 3,50 R.-M./m².

Die in die Versuchstrecke eingebaute Strecke stellt den ersten Versuch einer solchen Straße aus hartem Kiesschotter, wie er sich auf der oberbayerischen Hochebene in großen Mengen vorfindet, dar. Der Einbau, der im Eigenbetriebe des Straßen- und Flußbauamts München ausgeführt wurde, begegnete mancherlei Schwierigkeiten, weshalb brauchbare Angaben über Arbeitsaufwand nicht gegeben werden können. 1 kg Betonal kostete an der Baustelle rd. 40 Pf., es wurde von der Chemischen Fabrik von Bärle & Co. in Worms a. Rh. bezogen.

Bei den elastischen Bauweisen in Teer und Bitumen, die weiterhin zur Anwendung kamen, ist unbedingtes Erfordernis, daß vor Aufbringung der neuen Decke der Unterbau sehr gut und genau profilgerecht hergestellt wird. Zur Verspannung der Decke nach den Seiten wurden auf beiden Seiten Leistensteine eingebaut. Diese vorbereitenden Arbeiten wurden teilweise an die die Oberdecken ausführenden Firmen vergeben, teilweise im Eigenbetriebe des Straßen- und Flußbauamtes München ausgeführt.

Der Einbau von Teerdecken geschah im Kalt- wie im Warmeinbauverfahren.

Beim Kalteinbau wird der Steinschlag in einer ortsfesten Mischanlage, an einer zentralen, günstig gelegenen Stelle fabrikmäßig mit Teer umhüllt, von wo aus das aufbereitete, durch längere Lagerung einem Verharzungsvorgang unterworfene Gestein wie gewöhnlicher Schotter auf die Baustelle verfrachtet wird. Teerdecken im Kalteinbau wurden auf der Versuchstrecke durch zwei Firmen ausgeführt, durch die Deutsche Wegebau-G. m. b. H. in Düsseldorf zwischen km 13,5 und 14,0 mit gequetschter Hochofenschlacke als Zuschlagstoff, die in präpariertem Zustande von Düsseldorf geliefert wurde, und durch die Gesellschaft für Teerstraßenbau in Essen zwischen km 14 und 15 mit Basaltschotter, der in der Nähe des Münchener Ostbahnhofes präpariert worden war. Bei beiden Bauweisen kam das Material in drei oder vier dünnen Schichten profilgerecht zum Einbau, die gröbste Schicht 3 bis 6 cm Schotter zu unterst, dann die weiteren Schichten mit immer feiner werdendem Korn darüber, jede Schicht gesondert eingewalzt, bis zu einer Gesamtstärke der Decke von 9 bezw. 7 cm. Zum Schlusse wird die Decke noch mit einer gewöhnlichen Oberflächenteerung versehen, um jedes Eindringen von Feuchtigkeit zu verhindern. Die Oberflächenteerung muß anfangs alle Jahre, später nach Bedarf alle zwei bis drei Jahre erneuert werden.

Der Kalteinbau hat wohl den Vorteil der wirtschaftlicheren Arbeit in einem ortsfesten Großbetriebe und ist bei seiner Durchführung wegen des raschen Einbaues vom Wetter weniger abhängig, dagegen ist der Antransport des fertig präparierten Einbaumaterials, der oft auf große Entfernungen stattfinden muß und erhebliche Mehrleistungen für Auf- und Abladen usw. erfordert, weniger wirtschaftlich, vor allem im Hinblick auf die hierfür besonders hohen Tarife der Eisenbahn.

Der Einbau der Hochofenschlacke mit 2873 m² Fahrbahnfläche erforderte 210 Tagschichten, der Einbau von Basalt mit 5504 m² Fahrbahnfläche 333 Tagschichten. Geleistet wurden täglich rd. 500 m². Die Kosten betrugen einschließlich allem rd. 10 R.-M./m².

Beim Teerwarmeinbau, wie ihn die Firma Zoellner, Wolfers & Droege in Berlin zwischen km 15 und 16 ausführte, wurde das Basaltgeschläge nach entsprechender Erhitzung (etwa 80 %) und Entstaubung in einem sogen. Freifallmischer, einer Maschine ähnlich einer Betontrommel, mit auf rd. 120 ° erhitztem, destilliertem Teer gemischt. Das Mischgut wurde unmittelbar von der ungefähr in der Mitte der Baustelle gelegenen Maschine aus in Muldenkippern verfahren und noch in heißem Zustande profilgemäß ausgebreitet. Der Einbau geschah in einer 9 bis 10 cm starken Grobschotterschicht von 3 bis 5 cm Korngröße und in einer 2 bis 2,5 cm starken Feinschotterschicht von 0,1 bis 1,0 cm Korngröße

Im betriebsfertigen Zustande betrug die Deckenstärke 9 cm. Die Decke, deren Querprofil Abb. 6 zeigt, erhielt zum Schlusse noch eine Oberflächenteerung, die anfangs alle Jahre, später alle 2 bis 3 Jahre erneuert werden muß. Der gesamte Arbeitsaufwand für die Herstellung von 5500 m² Fahrbahnfläche einschließlich Materialanfuhr erforderte 1238 Tagschichten. Geleistet wurden täglich rd. 300 m², die Kosten betrugen rd. 10,2 R.-M./m².

Zwischen km 16,0 und 23,5 kamen verschiedene Bitumenbauweisen zur Ausführung, und zwar durch die Bayer. Wegebau G. m. b. H. in München. Das bei der Petroleumraffinerie gewonnene Asphaltbitumen (Mexphalt) kann wegen seines hohen Schmelzpunktes nur im Warmeinbau verarbeitet werden. Hierfür war am Bahnhof in Sauerlach eine große neuzeitliche Mischanlage aufgestellt. In einer von Feuerrohren durchzogenen Trommel wird das Gestein auf 150° erwärmt, dabei springen die lehmigen Bestandteile ab und werden von einem Exhaustor abgesaugt. Das Gestein gelangt durch ein Becherwerk in einen Silo, fällt von diesem in die Wage und nach dem Abwiegen in den Mischer, ein Rührwerk, wo ihm das auf 180° erhitzte, flüssige Bitumen zugewogen wird. Durch Öffnen einer Bodenklappe entleert er seinen Inhalt in den darunter eingefahrenen, mit Deckel versehenen Lastkraftwagen, der das Gemisch in heißem Zustande nach der Einbaustelle verbringt. Dort wird es mit angewärmten eisernen Gabeln und Rechen verteilt, profilgemäß planiert und eingewalzt.

Je nach der Größe der zum Einbau verwendeten Gesteinarten unterscheidet man Steinschlagasphalt (Asphaltbeton oder Walzasphalt), in dem Steine von 0,5 bis 4 cm Korngröße vertreten sind, Splittasphalt (Topeka) mit Korngrößen von 0,1 bis 1,0 cm und Sandasphalt, der aus feinstem Quarzsand besteht.

Zwischen km 16 und 21 wurde, nach ähnlichem Querprofil wie in der Teerstrecke Steinschlagasphalt eingebaut und hierbei als Zuschläge zur Erprobung der heimischen Wegebaustoffe streckenweise Basalt, Granit, Rundkies und Quetschkies verwendet. Das ausplanierte Mischgut, das seitliche Widerlager und Begrenzung durch Leistensteine von durchschnittlich 35 × 20 × 10 cm Größe findet, wurde durch eine etwa 10 t schwere Tandemwalze kurz abgewalzt. Die fertige 8 cm starke Decke erhielt einen Bitumenüberzug aus auf 120° erhitzten Spramex (Asphaltbitumen von hoher Penetration) mit aufgewalzter Splittlage, die je nach der Abnutzung alle 2 bis 3 Jahre erneuert werden muß. Durch diese Spramexung werden die Poren erst gegen das Eindringen von Atmosphärilien geschlossen. Die tägliche Leistung betrug durchschnittlich 770 m², die Kosten einschließlich allem rd. 15 R.-M./m².

Sandasphalt, der von km 21,0 bis km 21,50 und Splittasphalt (Topeka), der von 21,5 bis 23,5 zur Ausführung kam, erfordert besondere Sorgfalt bei der Aufbereitung sowohl wie beim Einbau. Die Mischung der Zuschläge, Splitt und Quarzsande verschiedener Feinheit, wie auch die Beschaffenheit des zur Verwendung kommenden Bitumens bedarf einer fortgesetzten Prüfung. Als Füllstoff wird noch Zement je nach der Beschaffenheit des Feinsandes beigegeben. Bei Topeka bestand die Mischung aus rd. 35% Basaltsplitt und 65% feinstem Quarzsand, auf 150 kg Splitt treffen 11,5 kg Mexphalt. Bei Sandasphalt wurden 73% feinster Quarzsand aus Tertiärhängen von Massenhausen bei Freising und 27% feinstem Quarzsand aus Isarhängen unterhalb Tölz verwendet. Auf 150 kg Sandgemenge treffen 12,5 kg Mexphalt. Beim Einbau wurde jeweils das ausgebreitete Mischgut mit einer Handwalze vorgewalzt und dann erst mit einer 6 t schweren, nach allen Richtungen leicht beweglichen Spezialwalze endgültig fertiggewalzt. Diese Decken gleichen städtischen Asphaltstraßen. Ihr Einbau in die Versuchstrecke geschah nach dem in Abb. 7 dargestellten Querprofil auf 1500 m Länge auf einer 4 cm starken Unterlage aus Steinschlagasphalt, und zwar bei Sandasphalt in 4 cm Stärke, bei Splittasphalt in 3,5 cm Stärke. Auf 1000 m Länge wurde diese Binderschicht weggelassen und die Splittasphaltschicht in 6 cm Stärke eingebracht, so daß hier eine Art allerdings sehr starker „Teppichbelag" zur Ausführung kam. Die Sand- und Splittasphaltdecke bildet eine Verschleißschicht, die im allgemeinen keiner Unterhaltung bedarf, sondern bis zur vollständigen Abnutzung dem Verkehr dient. Für Herstellung der Unterbettung samt Setzen der beiderseitigen Randsteine und für Einbau von 41 250 m² Bitumenfahrbahnflächen wurden einschl. aller Nebenarbeiten 10 640 Tagschichten aufgewendet. Die Kosten stellten sich einschl. allem für 1 m² Topeka ohne Binder auf 16,25 R.-M./m², mit Binder auf 18,75 R.-M./m². Sandasphalt auf Binder kostete 20,36 R.-M./m².

Als einen Übergang von den sogen. elastischen zu den Walzschotterdecken mit Oberflächenbehandlung kann man den Riesenschottermakadam nach einem Verfahren von Kommerzienrat Dr. h. c. Deidesheimer betrachten, der durch die Bayerische Wegebau G. m. b. H. zwischen km 23,5 und 24,0 ausgeführt wurde. Die Eigenart dieser Bauart, wie sie auf der Versuchstrecke ausgeführt wurde, besteht darin, daß der sogen. Riesenschotter, Basaltschotter bis zur Korngröße von 12 cm, zunächst in ein Bett von Basaltsplitt eingewalzt wird. Die Decke, deren Querprofil Abb. 8 zeigt, wird dann mit lehmigem Sand eingewalzt und das Ganze — statt mit Wasser — mit Kiton von Dr. Raschig, Ludwigshafen, einer wässerigen Emulsion von Ton und Teer, die nach dem Eintrocknen wasserunlöslich wird, eingeschlämmt. Voraussichtlich wird auch diese Großschotterdecke einer Oberflächenteerung nicht entbehren können.

Der Einbau von 2550 m² Fahrbahnfläche erforderte einen Arbeitsaufwand von 680 Tagschichten. Die Kosten ohne Oberflächenteerung betrugen rd. 7 R.-M./m².

Die vorgenannten schweren und mittelschweren Bauweisen sind von besonderer Wichtigkeit für Straßen mit dichtem und schwerem Verkehr, einem Verkehr von mindestens 500 Fahrzeugen täglich. Die Ausführung solcher Decken wird also in der Regel nur bei den verkehrsreichen Straßen in der Nähe der großen Städte (Ausfallstraßen) und in Industriebezirken in Frage kommen, da die Herstellungskosten entsprechend hoch sind; sie schwanken zwischen 55 000 und 120 000 R.-M./km bei 5,5 m Fahrbahnbreite. Von weit größerer Wichtigkeit als diese schweren Decken, die naturgemäß bei den hohen Kosten und den ungünstigen finanziellen Verhältnissen des bayerischen Staates, dann auch aus wirtschaftlichen Gründen nur in ganz geringem Umfange zur Ausführung kommen können, sind die sogen. leichten Bauweisen, wobei im großen und ganzen die Ausführung der bisherigen Makadamdecke beibehalten ist, jedoch ein Schutz der Oberfläche gegen Eindringen von Feuchtigkeit und Zerstörung, ferner gleichzeitig eine Beseitigung der Staubplage durch eine Oberflächenbehandlung der Decken mit Teer oder Asphalt erreicht wird. Ich darf hier auf die sehr eingehenden Ausführungen und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen in der Denkschrift „Die bayerischen Staatsstraßen, die Ursachen ihres jetzigen schlechten Zustandes und die notwendigen Maßnahmen zu ihrer Verbesserung" hinweisen, die ich im Auftrage des Bayerischen Staatsministeriums des Innern bearbeitet habe. Diese Veröffentlichung umfaßt 65 Druckseiten mit sechsfarbig angelegten großen Übersichtsplänen und 6 tabellarischen Übersichten. Sie ist zum Preise von 15 R.-M. durch die Oberste Baubehörde im Staatsministerium des Innern, Haushaltskasse der Obersten Baubehörde in München, zu beziehen.

Von km 24 bis 26 sind die wichtigsten Methoden dieser Bauart zur Durchführung vorgesehen. Wegen der vorgeschrittenen Jahreszeit konnte hierfür nur die Vorbereitung der Makadamdecke durchgeführt werden. Die Oberflächenbehandlung selbst wird erst in diesem Frühjahr ausgeführt werden, und zwar sind hierfür in Aussicht genommen:

a) Oberflächenteerung warm. Die Ausführung wird in der bekannten Weise stattfinden.

b) Oberflächenteerung kalt. Nachdem alle Warmeinbauverfahren einer Straßenbehandlung unbedingt trockenes Wetter zur Voraussetzung haben, eine Voraussetzung, die bei unserem Klima leider nur sehr wenig zutrifft, gehen die neuen Bestrebungen darauf aus, Verfahren ausfindig zu machen, die vom Wetter unabhängiger sind. Diese Verfahren werden, wenn sie sich bewähren, für unsere Verhältnisse von besonderer Bedeutung sein. Aus diesem Grunde wird das Kaltteerverfahren der Firma Paul Lechler, Stuttgart, die ein in Wasser lösliches Teerpräparat als „Lechlers Kaltteer" in den Handel bringt, auf einer Strecke von 500 m probeweise angewendet werden.

c) Oberflächenbehandlung warm unter Verwendung von Spramex und verschiedenen Mischungen von Teer und Spramex in der bekannten Weise.

d) Oberflächenbehandlung kalt unter Verwendung von Colas. Hierfür gilt das gleiche, was unter Buchstabe b) über Kaltteer gesagt ist. Colas ist ein reines Bitumen in Emulsionsform. Es wird gebrauchfertig in starken Holzfässern von 195 kg Inhalt geliefert und unabhängig von der Witterung (außer bei Frost) kalt auf die Straßenfläche gebracht. Das weitere Verfahren ist ähnlich wie bei Oberflächenteerung.

e) Weiterhin ist ein Versuch mit Vialit (im Wasser löslicher Steinkohlenteer mit Bitumenzusatz) und mit Straßenölung beabsichtigt.

Die eigentliche Zweckbestimmung der Straße als Vergleichstrecke der miteinander in Wettbewerb getretenen Bauweisen hat begonnen. Nach Verlauf von drei Jahren, der durchschnittlichen Dauer der von den Firmen übernommenen Garantie, wird bereits ein endgültiges Urteil über die Bewährung der einzelnen Fahrbahndecken gefällt werden können. Unter Umständen wird man schon nach Ablauf des ersten Winters zu entscheiden vermögen, welche Bauweisen in Rücksicht auf die meteorologischen und klimatischen Verhältnisse des Alpenvorlandes, dann auf die Art und Schwere des Verkehrs als nicht genügend widerstandsfähig erscheinen. Über die gemachten Erfahrungen wird fortlaufend berichtet werden. Auf jeden Fall aber ist mit dieser Strecke der erste Schritt zum Ausbau des bayerischen Straßennetzes getan. Möge diesem ersten Schritt eine glückliche Fortsetzung des Werkes folgen und in nicht allzu ferner Zeit das Ziel erreicht werden: Der Ausbau des gesamten bayerischen Straßennetzes in einer den neuzeitlichen Bedürfnissen entsprechenden Weise zum Wohle der allgemeinen Volkswirtschaft und der Volksgesundheit.

Alle Rechte vorbehalten.

Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken.

Von Dipl.-Ing. **Wilhelm Ruer,** München-Solln.

(Schluß aus Heft 14.)

Eine sehr bemerkenswerte Aufgabe stellte auch die folgende eingleisige Brücke in Galizien, diejenige bei Jaroslau über den San, der Strecke Jaroslau—Rawa Ruska. In dem traurigen Zustande, wie er sich in Abb. 21 darstellt, trafen wir sie an.

Zum besseren Verständnis gebe ich in Abb. 22 zunächst die Gesamtlage, da diese aus Abb. 21 schlecht zu erkennen ist.

Feld *a* hatte ursprünglich dieselbe Brückenkonstruktion wie die übrigen Felder. Bei dem Rückzuge der Österreicher im Herbst 1914 sprengten diese lediglich die Brücke im Felde *a*. Die Russen räumten diese gesprengte Brücke weg (wir fanden sie etwa 40 m weiter stromabwärts) und bauten dafür eine hölzerne Brücke in das Feld *a* ein. Bei unserem Vormarsch im Sommer 1915 steckten die Russen ihre hölzerne Brücke im Felde *a* in Brand (wir fanden nur noch einige verbogene Schienen davon vor) und sprengten, wie oben skizziert und auch aus Abb. 21 ersichtlich, die Brücke im Felde *b* und außerdem den Steinpfeiler zwischen den Feldern *c* und *d*.

Die Brücke des Feldes *b* war vollkommen verbogen und daher unbrauchbar. Sie wurde von uns seitwärts mit Handwinden und Flaschenzügen herausgekippt.

Feld *a* ist in Abb. 23 leider nicht mehr sichtbar. Im Felde *b*, links, sehen wir die bereits herausgekippte Brücke, davor stehen schon drei Holzböcke für die neue Brücke. Auf diese Böcke kommen I-Träger. Auf diese Weise wurde auch Feld *a* überbrückt. Im Felde *c* ist die Brücke bereits auf die richtige Höhe gehoben und ruht noch auf den zur Hebung benutzten Schwellenstapeln. Die Hebung selbst geschah diesmal mit Druckwasserpressen von etwa 30 cm Hubhöhe. Auf dem Bilde wird gerade der einstweilige Bock aufgerichtet, der die für den Bau des endgültigen Auflagerbockes hinderlichen Schwellenstapel ersetzen soll (Hebungshöhe rd. 7 m).

Auf dem rechten Portal der gehobenen Brücke, oben rechts, sieht man einen Mann arbeiten. Er befestigt dort gerade einen Flaschenzug. Wir wollten nämlich die Brücke des Feldes *d*, von der man auf dem Bilde ganz rechts noch ein Stück sieht, mit Flaschenzügen hochziehen. Leider gelang dies nicht. Wir mußten sie nach vergeblichen Hebungsversuchen mit zwei Flaschenzügen, die sich als zu schwach erwiesen, ebenfalls mit Schwellenstapeln und Druckwasserpressen heben.

In Abb. 24 sieht man die fertiggestellte Brücke.

Nun sei mir ein kurzer Auszug aus meinem Tagebuche gestattet, der den Fortgang der Bauarbeiten gut beleuchtet.

Am 6. Juni 1915 kamen wir an und begannen die Aufräumungsarbeiten in Felde *b*.

7. Juni. Feld *b* ist aufgeräumt, im Felde *a* wurden die Auflager für die Böcke hergestellt, am gesprengten Pfeiler wurden die Hebungsarbeiten vorbereitet.

8. Juni. Vorbereitungen zur Hebung der beiden Brücken in den Feldern c und *d*.

9. Juni. Die Brücke des Feldes *c* ist bis zur halben Höhe gehoben. Sämtliche Böcke im Felde *a* stehen.

10. Juni. Die I-Träger wurden auf die Böcke im Felde *a* aufgebracht. Die Brücke des Feldes *c* ist zu $^3/_4$ der Höhe gehoben.

11. Juni. Es fehlen noch 53 cm an der richtigen Höhe der Brücke des Feldes *c*. In Feld *b* stehen drei Böcke.

12. Juni. Die Brücke in Feld *c* ist auf der richtigen Höhe. Der einstweilige Bock steht. In Feld *b* stehen fünf Böcke.

13. Juni. Die zwei letzten Böcke des Feldes *b* stehen. Die Hebung der Brücke des Feldes *d* mit Flaschenzügen ist vorbereitet.

14. Juni. Die I-Träger im Felde *b* aufgebracht. Im Felde *a* ist die Fahrbahn fast fertig.

15. Juni. Die Fahrbahn in Feld *a* ist fertig, in Feld b zur Hälfte. Die Brücke des Feldes *d* ist mit Druckwasserpressen bis zur halben Höhe gehoben.

16. Juni. Die Fahrbahn des Feldes *b* ist fertig. Die Brücke in Feld *d* ist fertig gehoben. Der einstweilige Bock steht.

17. Juni. Heute wurde der endgültige Auflagerbock, der Ersatz für den gesprengten Steinpfeiler, aufgestellt.

18. Juni. Die Brücken der Felder *c* und *d* wurden auf den Auflagerbock aufgesetzt und die Fahrbahn vollendet. Mittags um $2^1/_2$ Uhr ist der erste Zug über die Brücke gefahren.

Die Gesamtbauzeit betrug also nur $12^1/_2$ Tage.

Wir kommen nun zu unserem letzten, behelfsmäßigen Brückenbau (für jedes der zwei Gleise eine Brücke), der auf der Strecke Przemysl—Grodek—Lemberg in Galizien zwischen Grodek und Lemberg lag.

Es waren zwei Doppelbrücken hintereinander im Zuge der Bahnlinie. Die rechte Doppelbrücke, die ich im folgenden besonders beschreibe, bauten wir, die linke bauten Österreicher mit einigen unserer Leute.

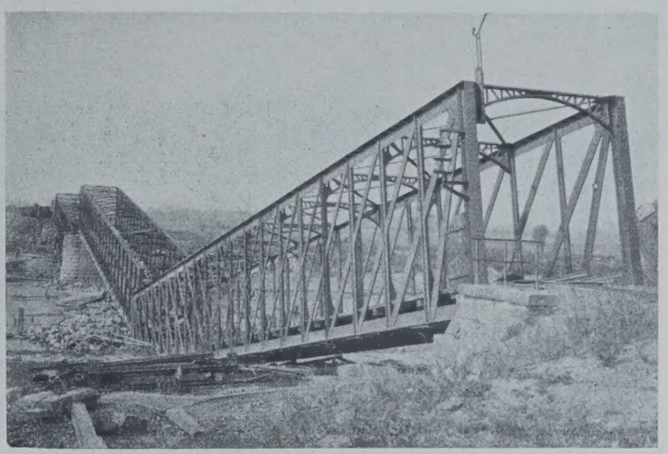


Abb. 21. Die San-Brücke bei Jaroslau (Galizien). In gesprengtem Zustande

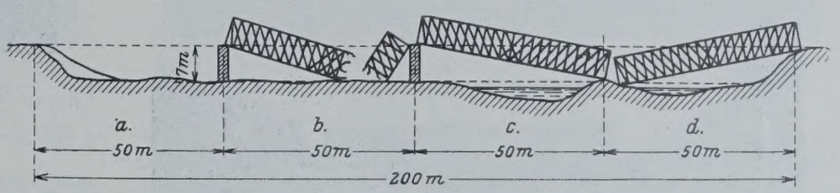


Abb. 22. Die San-Brücke bei Jaroslau (Galizien). Schematische Zeichnung der gesprengten Brücke.

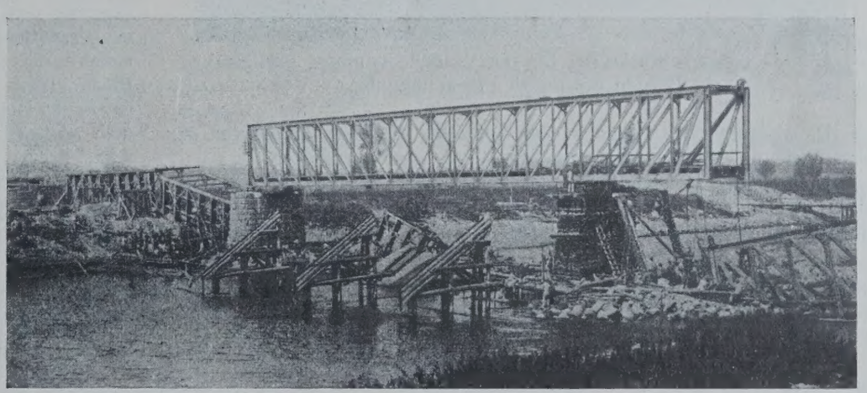


Abb. 23. Die San-Brücke bei Jaroslau (Galizien). Die Brücke während des Baues.

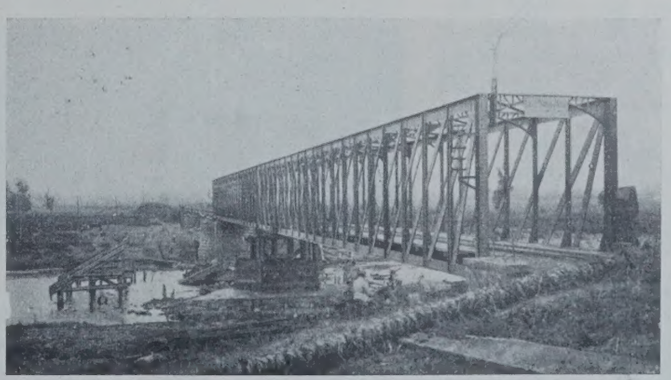


Abb. 24. Die San-Brücke bei Jaroslau (Galizien). Die wieder fahrbereite Brücke.

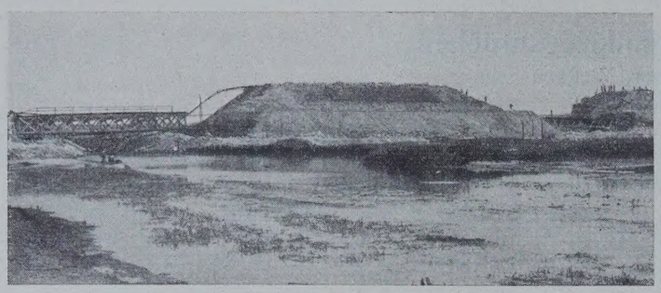


Abb. 25. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien).

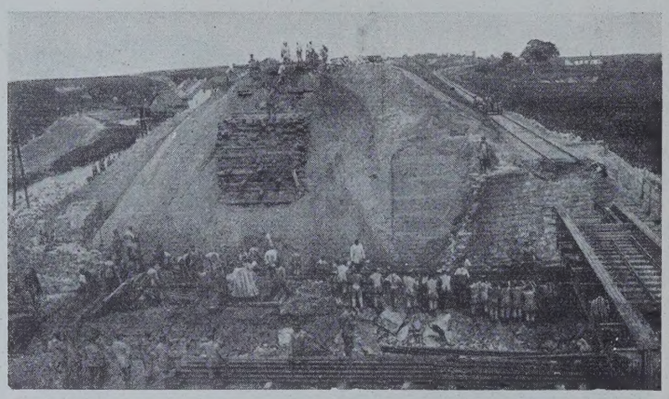


Abb. 26. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien). Blick auf die Baustelle der rechten Doppelbrücke.

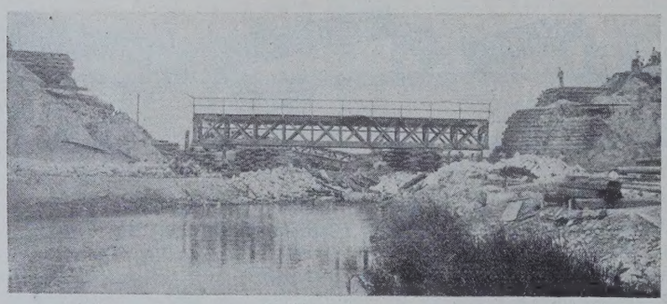
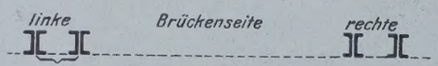


Abb. 27. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien). Blick in die rechte Brückenöffnung.

Die Vorgeschichte dieser Brücken (Abb. 25), die auch für die von den Österreichern wiedergebauten Brücken gilt, ist recht verwickelt.

Ursprünglich bestand für jedes Gleis die Brücke aus einem eisernen Gitterträger mit paralleler Gurtung. Die Österreicher sprengten bei ihrem Rückzuge im Herbst 1914 alle Auflager und außerdem den Brückenträger



Unter- bezw. Obergurt eines Hauptlängsträgers.

Abb. 28. Gurtung der österreichischen Kriegsbrückenkonstruktion.

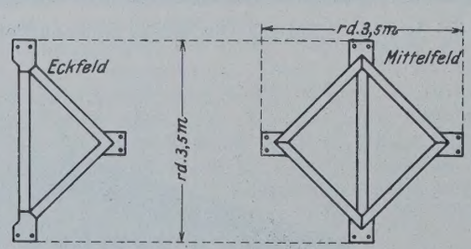


Abb. 29. Rahmen der österreichischen Kriegsbrückenkonstruktion.

Abb. 28 u. 29. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien).

des einen Gleises. Die Russen bauten die Brücke des ersten Gleises an der alten Stelle, aber genau in der Mitte des Dammes, ganz aus Holz wieder auf. Der gesprengte Träger war nicht mehr verwendbar. Für das zweite Gleis bauten sie neben dem alten Damm einen neuen Damm, ungefähr in der halben Höhe des alten. Man sieht dessen Oberkante als feine Linie auf dem Bilde (Abb. 25). Er fällt auch durch die frische Erd-

Abb. 30.

Abb. 31.

Einbau eines Obergurtes der österreichischen Kriegsbrückenkonstruktion.

Abb. 31 u. 32. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien).

schüttung auf. Die Öffnung überbrückten sie mit dem noch unbeschädigten Brückenträger des anderen Gleises. Bei ihrem Rückzuge im Sommer 1915 steckten sie alles Holz in Brand. Gesprengt hatten die Russen hier nichts.

In Abb. 26 sehen wir in die Brückenöffnung hinein. Rechts unten liegt die von den Russen wiederbenutzte Brücke, dahinter sieht man den neugeschütteten Damm mit dem einen Gleis. Die Reste des Widerlagermauerwerks, rechts und ganz links, stammen noch von der ursprünglichen Brücke her. Am alten Damm steht noch das Auflager der verbrannten russischen Holzbrücke, ein großer Schwellenstapel. Links in der Ecke sieht man noch ein Stück der gesprengten eisernen und nicht mehr verwendbaren Brücke des anderen Gleises.

Wir legten beide Gleise wieder auf den alten Damm und bauten daher zwei gleich hoch und unmittelbar nebeneinander liegende Brücken. Die schon von den Russen wiederverwandte eiserne Brücke, rechts auf dem Bilde, benutzten auch wir wieder. Wir mußten sie hierzu in die ursprüngliche Öffnung zurückschaffen. Auf den auf dem Bilde sichtbaren ausgelegten Schienen wurde der Eisenträger mit Flaschenzügen (ebenfalls sichtbar) hinübergezogen und dann mit Handwinden und Schwellenstapeln auf die richtige Höhe gehoben.

Abb. 27 zeigt die Brücke in demselben Baustadium. Da durch die früher erwähnten österreichischen Auflagersprengungen die Spannweite natürlich bedeutend erweitert worden war, reichte die Länge des eisernen, alten Brückenträgers bei weitem nicht mehr aus. Diese Spannweitenvergrößerung

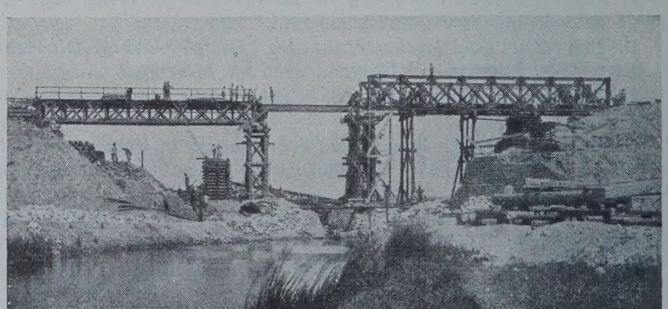


Abb. 32. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien). Blick auf die im Bau befindliche Brücke des 1. Gleises der rechten Brücke.

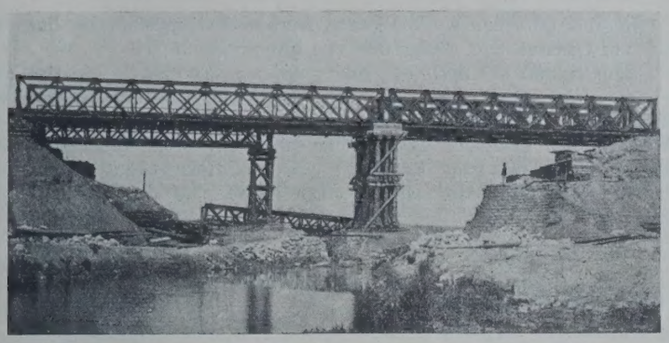


Abb. 33. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien). Die zwei Brücken für die beiden Gleise der rechten Brücke sind fahrbereit.

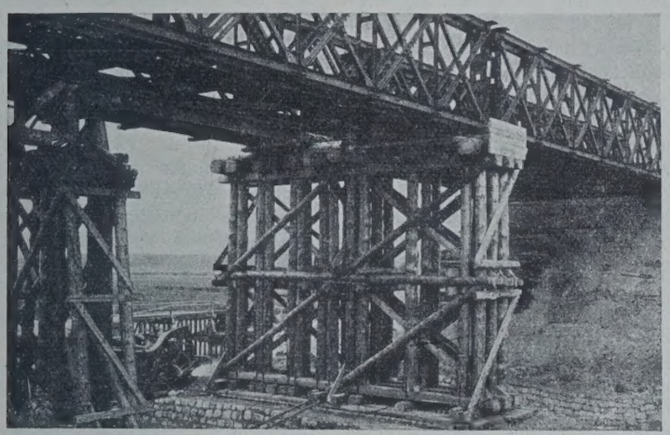


Abb. 34. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien). Blick auf den großen Doppelbock in der rechten Brücke.

Abb. 35. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien.) Die Brücke für das 1. Gleis der linken Brücke.

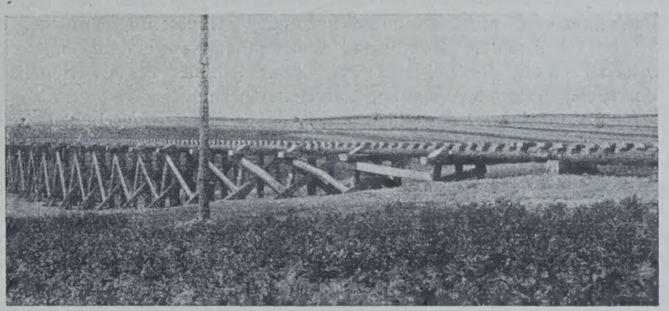


Abb. 37. Brücke der Feldbahn Belzec—Trawniki (Galizien und Südpolen).

und die Länge der vorhandenen Brücke sind auf dem Bilde recht gut zu sehen.

Diese eiserne Brücke mit einer Spannweite von 20 m wurde auf der linken Seite eingebaut, die Mitte wurde durch vier je 10 m lange I-Träger überbrückt, die rechte Seite durch eine österreichische Kriegsbrückenkonstruktion von 24 m Spannweite, die wir ebenfalls bauten. Unterstützt wurde das ganze System an den beiden Endauflagern durch Schwellenstapel und in der Mitte durch zwei große Holzböcke. Dies ist auf späteren Bildern zu sehen.

Die Brücke des zweiten Gleises wurde ganz mit der österreichischen Kriegsbrückenkonstruktion von uns erbaut. Die linke Hälfte hatte 30 m, die rechte Hälfte 24 m Spannweite. Ihr Bild folgt weiter unten.

Zunächst möchte ich etwas näher auf die österreichische Kriegsbrückenkonstruktion eingehen, die sehr interessant war und in außerordentlich kurzer Zeit gebaut wurde. Sie hatte nur den Nachteil, daß sie eines festen und genau in der richtigen Höhe liegenden Montagegerüstes bedurfte.

Unter- und Obergurt bestanden je aus vier ⊏-Eisen, die paarweise und mit den Flanschen nach außen, unter Innehaltung eines gewissen Zwischenraumes, zusammengenietet waren. Der Querschnitt ist in Abb. 28 dargestellt.

Die Trägerwände, zwei auf jeder Seite, wurden mit fest vernieteten eisernen Rahmen (Abb. 29) zusammengesetzt. Sie bestanden aus Winkeleisen mit Knotenblechen an allen Ecken. Die oben und unten befindlichen Knotenbleche wurden in die genau passenden Zwischenräume der Gurtungs-⊏-Eisenpaare gesteckt, die seitlichen Knotenbleche durch Laschen miteinander verbunden.

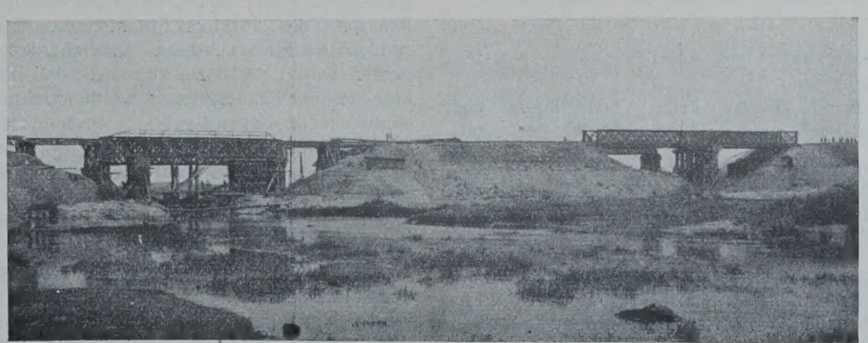


Abb. 36. Doppelbrücke der Strecke Grodek—Lemberg (Galizien). Die Doppelbrücke ist wiederhergestellt.

Sämtliche Teile waren so bemessen, daß sie noch von 12 bis 15 Mann getragen und eingebaut werden konnten, nur die Fahrbahnquerträger waren schwerer. Alle Teile wurden nur mit Bolzen und Mutter miteinander verbunden. — Mit diesen Brückenteilen konnte man, ohne irgendwelche Änderungen an den Teilen, Brücken beliebiger Spannweite mit Fahrbahn oben oder unten, bei großen Spannweiten auch mehrere Stock hohe Brücken, bauen. Nebenbei bemerkt, ist das Patent dieser Brückenkonstruktion im Besitze der Firma Waagner-Biró A.-G., Brückenbauanstalten, Wien-Graz, und von dieser Firma weiter entwickelt worden zu der „Zerlegbaren, eisernen Hilfsbrücke für Normalspur, Bauart Roth-Waagner". Ein Modell dieser Brücke war auf der „Deutschen Verkehrsausstellung München 1925" ausgestellt.

Die beiden folgenden Bilder (Abb. 30 u. 31) zeigen diese Konstruktion während des Aufbaues. Es wird die zweite Brücke gebaut, die erste ist bereits fertig. Die linke Trägerwand dieser ersten Brücke ist auf den Bildern rechts zu sehen.

Die Untergurte und die Trägerrahmen sind schon eingebaut. Gerade wird der linke Obergurt angebracht, der rechte fehlt noch.

Die Montage der Kriegsbrücke (24 m Spannweite) des ersten Gleises dauerte nach meiner Erinnerung zwei Tage.

Die Brücke des ersten Gleises (Abb. 32): Es fehlen nur noch die Schwellen und Schienen der Fahrbahn. Links befindet sich der alte Brückenträger mit dem Rest des einen der zur Hebung benutzten Schwellenstapel. In der Mitte sieht man die I-Träger und rechts die österreichische Kriegsbrücke mit ihrem Montagegerüst.

Abb. 33 zeigt die fahrbereiten Brücken für beide Gleise. Wie bereits erwähnt, besteht die zweite Brücke ganz aus der Kriegsbrückenkonstruktion. Unter der Brücke liegt der gesprengte Träger des einen Gleises.

In Abb. 34 sehen wir die schweren, rd. 9 m hohen Auflagerböcke und besonders deutlich auch einmal die Auflagerung eines solchen Bockes. Er steht frei auf einem Rost von Schwellen. Eine Gründung in die Tiefe fand bei solchen Böcken nie statt. Das Aufsuchen tragfähigen Bodens nach unten bei Friedensbauten wurde hier durch eine Vergrößerung der Auflagerfläche mit Schwellenrosten ersetzt. — Am 26. Juni 1915 begannen wir mit zwei Kompanien die vorstehend beschriebene Arbeit, am 4. Juli mittags war die Brücke

des ersten Gleises fahrbereit, das sind $8^1/_2$ Tage Bauzeit, am 8. Juli morgens wurde die Brücke für das zweite Gleis ebenfalls fertig. Die Bauzeit betrug also im ganzen 12 Tage.

Abb. 35 zeigt die Brücke des ersten Gleises der zweiten Brückenöffnung, die, wie bereits gesagt, von österreichischen Kompanien überbrückt wurde. Es ist wieder die österreichische Kriegsbrückenkonstruktion, diesmal aber mit Fahrbahn oben.

Die Brücke des zweiten Gleises bestand hier aus der gehobenen alten Brücke in der Mitte und I-Trägern an beiden Seiten.

In Abb. 36 sehen wir die ganze, fahrbereite Doppelbrücke, links den von den Österreichern, rechts den von uns gebauten Teil.

Zum Schluß sei noch ein Bild gebracht, das eine Brücke im Zuge der von uns mitgebauten 60-cm-spurigen, rd. 100 km langen Feldbahn Belzec—Trawniki in Galizien und Südpolen zeigt. Diese Brücke (Abb. 37) war also kein Ersatz einer alten zerstörten Brücke, sondern ganz neu. Sie war ganz aus frisch gefälltem Holz gebaut, überspannte eine trockene Talmulde, lag in einer Kurve und außerdem in einer Steigung.

Alle Rechte vorbehalten.

Reichs-Wasserstraßen-Verwaltung.

Von Dr.-Ing. **Ottmann,** Ministerialdirektor a. D., Berlin.

In der Verfassung des Deutschen Reiches vom 11. August 1919 ist Vorsorge dahin getroffen worden, daß die das Wirtschaftsleben beherrschenden Verkehrseinrichtungen Deutschlands, nämlich das gesamte Postwesen, die Eisenbahnen und die Haupt-Wasserstraßen, von dem Reiche einheitlich verwaltet werden.

Das Post- und Telegraphenwesen, einschließlich der Fernsprechangelegenheiten, untersteht tatsächlich gemäß Art. 88 der Reichsverfassung der Leitung des Reiches. Dabei ist gegenüber den früheren Verhältnissen die nicht zu unterschätzende Verbesserung erreicht, daß auch die Gliedstaaten Bayern und Württemberg — ersteres mit einer gewissen Freiheit, die wohl nur als Schönheitsfehler zu bewerten ist — in der großen Einheitsverwaltung aufgegangen sind.

Auch dem Art. 89 der Reichsverfassung ist Genüge geschehen, indem die dem Hauptverkehr dienenden Eisenbahnen in das Eigentum des Reiches übernommen worden sind und als eine in sich geschlossene Verkehrsanstalt verwaltet werden. An dieser Tatsache ändert auch die jetzige Gestaltung der Reichsbahnen nichts, die zufolge des Dawes-Abkommens vorübergehend den Charakter eines freien wirtschaftlichen Unternehmens erhalten haben und damit für einen begrenzten Zeitraum der unmittelbaren Einwirkung der Reichsregierung im wesentlichen entzogen sind.

In keiner Weise geklärt aber sind bisher die Verhältnisse der dem allgemeinen Verkehr dienenden Wasserstraßen, die in den Art. 97 bis 101 und 171 der Reichsverfassung behandelt werden.

Es lautet:

1. Art. 97:

Aufgabe des Reichs ist es, die dem allgemeinen Verkehre dienenden Wasserstraßen in sein Eigentum und seine Verwaltung zu übernehmen.

Nach der Übernahme können dem allgemeinen Verkehre dienende Wasserstraßen nur noch vom Reiche oder mit seiner Zustimmung angelegt oder ausgebaut werden.

Bei der Verwaltung, dem Ausbau oder dem Neubau von Wasserstraßen sind die Bedürfnisse der Landeskultur und der Wasserwirtschaft im Einvernehmen mit den Ländern zu wahren. Auch ist auf deren Förderung Rücksicht zu nehmen.

Jede Wasserstraßenverwaltung hat sich den Anschluß anderer Binnenwasserstraßen auf Kosten der Unternehmer gefallen zu lassen. Die gleiche Verpflichtung besteht für die Herstellung einer Verbindung zwischen Binnenwasserstraßen und Eisenbahnen.

Mit dem Übergang der Wasserstraßen erhält das Reich die Enteignungsbefugnis, die Tarifhoheit sowie die Strom- und Schiffahrtspolizei.

Die Aufgaben der Strombauverbände in bezug auf den Ausbau natürlicher Wasserstraßen im Rhein-, Weser- und Elbgebiet sind auf das Reich zu übernehmen.

2. Art. 171:

Die Staatseisenbahnen, Wasserstraßen und Seezeichen gehen spätestens am 1. April 1921 auf das Reich über.

Soweit bis zum 1. Oktober 1920 noch keine Verständigung über die Bedingungen der Übernahme erzielt ist, entscheidet der Staatsgerichtshof.

Diese Bestimmungen erscheinen so unzweideutig und so klar, daß es schwer verständlich ist, wie über deren Auslegung und Durchführung seit dem Jahre 1919, also nunmehr 7 Jahre lang, zwischen dem Reich und den Ländern mit dem alleinigen Ergebnis eingehend verhandelt worden ist, daß der Widerstand gegen die Reichswasserstraßenverwaltung bei fast allen Gliedstaaten immer mehr anwächst. Insbesondere ist es bisher nicht gelungen, die bei den Wasserstraßenverwaltungen tätigen Beamten der Länder in den Dienst des Reiches zu überführen.

Bei der Fruchtlosigkeit der Verhandlungen hat der Reichsverkehrsminister eine Klärung der Sachlage dadurch herbeizuführen sich bemüht, daß er eine Entscheidung des Staatsgerichtshofes erbeten hat. Diese ist am 12. Dezember 1925 ergangen und lautet:

> „Das Reich ist berechtigt, aber nicht verpflichtet, die ihm durch Art. 97 der Reichsverfassung übertragenen Aufgaben der Reichswasserstraßenverwaltung durch selbstgeschaffene Behörden durchzuführen."

Für die Berechtigung des Reiches, die Verwaltung seiner Wasserstraßen durch unmittelbare Reichsbehörden zu bewirken, wird in den ausführlichen Entscheidungsgründen des Staatsgerichtshofes angeführt, daß „es als das gegebene, natürliche und das dem unbefangenen Verständnisse naheliegende erscheinen muß, daß dasjenige Organ, das eine staatliche Einrichtung zu verwalten hat, selbst bestimmen kann, welcher Unterorgane es sich bei der Durchführung der Verwaltung bedienen will, woraus ohne weiteres folgt, daß es sich zu diesem Zwecke eigene Unterorgane schaffen kann. Der Regel nach wird nur das eine Gewähr für das reibungslose Funktionieren der Verwaltungsstellen und für die folgerichtige Durchführung der von der Oberbehörde festgesetzten Verwaltungsgrundsätze geben. Mediatverwaltung durch die Behörden eines anderen staatlichen Komplexes, oder gar Mandatsverwaltung, kann nur die Ausnahme bilden. Wer die Verwaltung zu führen hat und für die Verwaltung verantwortlich ist, muß nach natürlicher Anschauung seine Einrichtungen so treffen können, daß er seiner Verantwortung genügen kann." Der Staatsgerichtshof bestätigt also das uneingeschränkte Recht der Reichsregierung, „die Wasserstraßenverwaltung durch selbstgeschaffene Behörden durchzuführen", und erklärt eine Mediatverwaltung für grundsätzlich unzulässig. Den Ausführungen, daß dieser Grundsatz nicht zu einem Formalismus ausarten dürfe, sondern daß praktischen Rücksichten ausnahmsweise auch auf anderem Wege Rechnung getragen werden müsse, ist bei allen Verreichlichungsbestrebungen von vornherein und dauernd Rechnung getragen worden. Insbesondere hat sich die Reichswasserstraßenverwaltung in dem vorläufigen Staatsvertrage darauf beschränkt, für sich nur die zweifellos wichtigen Verkehrswasserstraßen in Anspruch zu nehmen, und hat dabei auf recht bedeutende Flußläufe verzichtet, wie beispielsweise auf die Ruhr. Daneben hat sie in Übereinstimmung mit den Ländern sich zum Beispiel an der Süder-Elbe und bei dem Teltow-Kanal durch Sonderregelungen den örtlichen Verhältnissen angepaßt.

In die Verwaltung des Reichs sollen übergehen

1. etwa 5443 km regulierte Flüsse,
2. „ 1565 „ kanalisierte Flüsse,
3. „ 1376 „ Schiffahrtskanäle,
4. „ 945 „ Schiffahrtstraßen durch Seen und Haffe,

zusammen etwa 8789 km Hauptwasserstraßen, von denen auf Preußen nahezu 80 %, auf Bayern etwa 9 %, auf Baden und beide Mecklenburg ungefähr je 4 % und auf die übrigen Länder je 1 % und weniger entfallen.

Für die Verwaltung dieser Wasserstraßen ist das Reichsverkehrsministerium als Zentralstelle bereits seit fünf Jahren tätig. Nach der Entscheidung des Staatsgerichtshofes ist nun damit zu rechnen, daß das Reich für die einzelnen Stromgebiete in der Mittelinstanz Reichswasserstraßendirektionen und als Ortsbehörden Reichswasserstraßenämter einrichten wird. Es ist zu wünschen, daß hierbei dem Gedanken der Überbrückung der Landesgrenzen weithin Geltung verschafft wird und möglichst weitreichende Bezirke gebildet werden, die den Abgrenzungen der Niederschlagsgebiete sowohl als auch des Wasserstraßenverkehrs angepaßt sind.

Es muß ausdrücklich hervorgehoben werden, daß bei dieser Organisation der Reichswasserstraßenverwaltung nicht etwa eine Vergrößerung des Beamtenkörpers eintritt, sondern daß damit im Gegenteil eine wesentliche Verminderung der Beamtenzahl erreicht werden kann und soll.

Bei der ausschlaggebenden Bedeutung, welche die im wesentlichen der norddeutschen Tiefebene, also Preußen, angehörenden Wasserstraßen Deutschlands für die Binnenschiffahrt haben, ist ein Rückblick auf die Entwicklung angebracht, welche die Verwaltung dieser Wasserstraßen erfahren hat.

Die Verwaltung der großen Ströme durch die Regierungspräsidenten erwies sich — ungeachtet der recht erheblichen Größe der Regierungsbezirke — als unzweckmäßig, da die Ströme für ihren ganzen Lauf einen eigenen und meist scharf ausgeprägten Charakter besitzen, der völlig unabhängig von den politischen Landesgrenzen ist und ein eingehendes wasserbautechnisches Studium des gesamten Stromgebietes verlangt, aus dem heraus sich eine einheitliche Behandlung des Flußlaufes zwingend

ergibt. Aus dieser Erkenntnis heraus wurden die Oberpräsidenten zu Chefs der Strombauverwaltungen gemacht und deren Geschäftskreise örtlich so weit ausgedehnt, daß sie vielfach die Grenzen der Provinz überschreiten.

Zuerst, und zwar schon zu Beginn des Jahres 1851, wurde die Rheinstrombauverwaltung zu Koblenz eingesetzt; dieser folgten die Elbstrombauverwaltung zu Magdeburg, die Oderstrombauverwaltung zu Breslau, die Weserstrombauverwaltung zu Hannover, die Dortmund-Ems-Kanal-Verwaltung zu Münster und die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen zu Potsdam. Die restlose Bewährung dieser Wasserstraßen-Organisation veranlaßte Preußen im Jahre 1922 — und zwar ausgesprochenermaßen zur Vorbereitung der Reichswasserstraßenverwaltung — zur Schaffung der Wasserstraßendirektionen zu Königsberg und zu Stettin.

Die genannten preußischen Strombauverwaltungen sind in ihrem Wirkungskreis naturgemäß auf das Gebiet des Landes Preußen beschränkt. Nur innerhalb der preußischen Grenzen also vermögen sie die strombaulichen Belange zu fördern, nicht also diejenigen des Gesamtstromes. Das beeinträchtigt die Ausbildung und Nutzbarmachung der deutschen Flüsse ungemein. Sind doch beispielsweise an der Elbe in dem Reichsgebiet nicht weniger als fünf Länder beteiligt, nämlich die Freistaaten Sachsen, Preußen, Anhalt, Mecklenburg und Hamburg.

Die Verwaltung des 761 km langen deutschen Elbstromes durch das Reich geschieht

1. auf sächsischem Gebiet unter Vermittlung des sächsischen Finanzministeriums durch die Kreishauptmannschaft Dresden und die Wasserbaudirektion Dresden als Mittelbehörden sowie durch die Amtshauptmannschaften Pirna, Dresden-Neustadt und Meißen durch drei Straßen- und Wasserbauämter als Ortsbehörden,
2. auf preußischem Gebiet durch die Elbstrombauverwaltung zu Magdeburg als Mittelbehörde — die preußischen Ministerialgeschäfte führt das Landwirtschaftsministerium, und zwar auch hinsichtlich der für das Reichsverkehrsministerium tätigen Beamten — und durch sieben Wasserbauämter als Ortsbehörden,
3. auf anhaltischem Gebiete unter Vermittlung des anhaltischen Staatsministeriums in Dessau durch die anhaltische Regierung, Abteilung des Innern, in Dessau und die anhaltische Finanzdirektion als Mittelbehörde und durch eine anhaltische Wasserbauverwaltung als Ortsbehörde,
4. auf mecklenburg-schwerinschem Gebiete unter Vermittlung des mecklenburg-schwerinschen Ministeriums des Innern durch ein Wasserbauamt als Ortsbehörde,
5. auf hamburgischem Gebiete unter Vermittlung des Staatskommissars für Reichswasserstraßen-Angelegenheiten in Hamburg durch die Wasserbaudirektion Hamburg als mittlere und Ortsbehörde.

Es wird nicht zu bestreiten sein, daß eine verwickeltere und damit kostspieligere Verwaltung schwerlich ausgedacht werden kann.

Als weiteres abschreckendes Beispiel mag der Main dienen. Auf dessen bisher kanalisierter Strecke von Mainz bis hinauf nach Aschaffenburg, die nur 86 km lang ist, sind nicht weniger als drei Gliedstaaten des Deutschen Reiches zuständig, nämlich Preußen, Hessen und Bayern.

Der Zustand der deutschen Ströme beweist, daß auch unter diesen schwierigen Verhältnissen Gutes geleistet werden kann. Durch Meinungsaustausch aller Beteiligten auf gemeinschaftlichen Strombereisungen sind seit vielen Jahrzehnten vortreffliche Erfolge erzielt worden, und solche sind auch weiterhin zu erwarten. Bei dieser Gemeinschaftsarbeit müssen jedoch mannigfache Schwierigkeiten erst niedergekämpft werden, womit ein Leerlauf in der Verwaltung verbunden ist, den Deutschland, zumal in seiner jetzigen Lage, zu vermeiden gezwungen ist.

Daß die mangelnde Geschlossenheit hinsichtlich der Verwaltung der deutschen Ströme sich auch bei dem aus deren Internationalisierung ergebenden Einrichtungen und Verhältnissen in ungünstigster Weise bemerkbar macht, darf auch nicht unerwähnt bleiben. Tatsächlich verfügt das Deutsche Reich selbst nicht über eine einzige eigene Stimme in den internationalen Gremien und muß sich jeweils auf Zeit eine Stimme leihen von den deutschen Länderstimmen, deren Anzahl beispielsweise bei dem Rhein vier beträgt. Daß dieser Zustand weder würdig noch vorteilhaft ist, wird um so weniger bestritten werden können, als der Fall leider nicht als ausgeschlossen gelten kann, daß das Reich gelegentlich einmal keine Stimme erhält, oder daß Interessengegensätze deutscher Länder in den internationalen Kommissionen zum Austrag gebracht werden.

Schon vor der Neuordnung der Dinge war innerhalb der Grenzen Preußens die Sachlage insofern nicht völlig befriedigend, als an den Verwaltungen der Ströme drei Ministerien beteiligt waren: verhältnismäßig gering der Minister für Handel und Gewerbe, sehr bedeutend aber der Minister für öffentliche Arbeiten (nämlich hinsichtlich des eigentlichen Strombettes) sowie der Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten (nämlich hinsichtlich der Deiche und der Vorlandflächen). Die Ministerialkommissare aber respektierten die Zuständigkeitsverhältnisse in genauester Weise und arbeiteten in sachlicher Abgeklärtheit einträchtig miteinander. Waren diese Zustände an sich schon nicht immer erfreulich, so sind die Schwierigkeiten durch das Hinzutreten des Reichsverkehrsministers noch gewachsen. Überdies hat das dienstliche Interesse des Ministers für Handel und Gewerbe dadurch eine wesentliche Steigerung erfahren, daß ihm die Verwaltung der Häfen, der Brücken und der Fähren anvertraut ist. Der Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten aber wird jetzt nicht nur durch die für das Landeskulturwesen tätigen Beamten vertreten, sondern auch noch durch die mit der „Abwicklung" der Wasserstraßengeschäfte des Landes beauftragte Ministerialabteilung. Diese Behörde, die ihrer Amtsbezeichnung nach bestimmt war, binnen kürzester Frist für die Überleitung der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich Sorge zu tragen, ist nach siebenjähriger Tätigkeit noch in unverändertem Maße unentbehrlich und zwar auf unabsehbare Zeiten.

So sehen wir jetzt anstatt der Kommissare dreier Ministerien, die in kollegialer Weise ihre Pflichten erfüllten, nunmehr die Abgesandten von vier Dienststellen der Zentralbehörden bei der Arbeit an demselben Objekt. Da sie es meistens peinlich vermeiden, an Ort und Stelle gemeinsam zu wirken, werden die Wasserstraßen-Bereisungen in der Regel völlig getrennt vorgenommen, was zur Folge hat, daß die Beamten der Mittel- und Ortsbehörden für die Erledigung ihrer eigentlichen Arbeiten weder ausreichende Zeit noch hinlängliche Kraft übrig behalten, zumal da die Berichterstattung an mehrere Ministerien geschehen muß, und da deren Anordnungen sich vielfach widersprechen.

Wer sich ein objektives Bild von diesen zerfahrenen und unhaltbaren Zuständen verschaffen will, der muß Einblick nehmen in ein Schiffstagebuch eines für die Bereisungen benutzten Dampfers. Aus den dort befindlichen Aufzeichnungen ist die Inanspruchnahme des fiskalischen Schiffes ersichtlich und die Verteilung der entstandenen sehr erheblichen Bereisungskosten auf die verschiedenen Verwaltungen und auf deren in Betracht kommende Verrechnungsstellen, ein Studium, das zum Lachen reizen müßte, wenn es nicht recht traurige Zustände enthüllte.

Bei diesen Bereisungen betonen die Vertreter eines jeden Ressorts naturgemäß stets die ausschlaggebende Wichtigkeit gerade der von ihnen zu vertretenden Belange. Sie legen den Beamten der Provinzial- und Ortsbehörden dringlich nahe, diesen Umstand gehörig zu erkennen und ihm gebührend Rechnung zu tragen. Welchen Gewissensnöten und welch inneren Kämpfen die beteiligten Beamten dabei ausgesetzt werden, und eine wie schwere psychologische Belastung gerade die besten Kräfte dadurch zu ertragen haben, dürfte für jeden unschwer zu ermessen sein. Es steht außer Frage, daß mit diesen Zuständen eine wesentliche Beeinträchtigung der Arbeitsfreudigkeit und eine erhebliche Verminderung der Leistungen notgedrungen verbunden ist, und daß diese Übelstände dadurch gesteigert werden, daß die Verantwortung für die sachlichen Anordnungen und fast die ganze Kostentragung dem Reiche obliegen, während die Beamten rechtlich und disziplinar den Ländern unterstellt sind.

Daß die Vertreter der Landesbelange vielfach darauf hinzuwirken bestrebt sind, daß bei den Vergebungen von Leistungen und Lieferungen die Landesangehörigen bevorzugt werden, während die Reichswasserstraßenverwaltung auf die Berücksichtigung der vorteilhaftesten deutschen Angebote bedacht sein muß, sei nur nebenher erwähnt.

Bedenklicher ist jedenfalls, daß die Ausübung der Schiffahrtpolizei durch die Gliedstaaten sich schon deswegen unter den derzeitigen Verhältnissen wenig befriedigend gestaltet, weil dabei nicht selten ein im Betriebe außerordentlich teueres Polizeiboot untätig in seinem oft eng begrenzten Überwachungsgebiet verbleibt, während in unmittelbarster Nähe ein strompolizeilicher Übeltäter in dem benachbarten Gliedstaate des Deutschen Reiches ungestraft sündigt.

Unbestreitbar ist, daß die Wirtschaftlichkeit einer Verwaltung stets leidet, wenn nicht die eigene Behörde des anweisenden Beamten die Kosten trägt, sondern eine andere Verwaltungsstelle. Wie einwandfreie Gesinnungen auch die Beamten der Länder haben, es ist für sie unter den obwaltenden Umständen kaum möglich, die Gesamtbelange sowohl als auch die geldlichen Leistungen des Reiches und diejenigen der Länder mit ausreichender Genauigkeit auseinander zu halten, zumal da in vielen Fällen die Angelegenheiten der Wasserstraße (also des Reiches) und diejenigen des Vorfluters (also der Gliedstaaten) kaum erkennbar ineinander übergehen. In diesen Fällen beruht die geldliche Belastung des Reiches oder des Landes oft nicht auf objektivem Tatbestande, sondern auf subjektivem Empfinden.

Das Reich kann seine Aufgaben einwandfrei nur erfüllt sehen durch einen Beamtenstab, der ausschließlich dem Reichsverkehrsministerium untergeordnet und allein diesem gegenüber verantwortlich ist.

Bei der mehrfachen Zweckbestimmung, die den Strömen eigen ist, wird vielfach die Anschauung vertreten und mit guten Gründen belegt, daß die Bestimmungen der Reichsverfassung über die Verwaltung der Wasserstraßen bei weitem zu eng gefaßt sind.

Die Ströme sind nicht nur Verkehrsstraßen, sondern auch Hauptvorfluter und damit die Regler der gesamten Landeskultur. Zu ihrer technisch-wirtschaftlich richtigen Behandlung genügt es keineswegs, die zu treffenden Maßnahmen auf das Mittelwasserbett zu beschränken. Es

muß vielmehr Sorge getragen werden für die einwandfreie Aufnahme aller den Strömen zufließenden Entwässerungsmengen, für die tunlichst unschädliche Abführung der Hochwassermassen und für die etwaige Abgabe von Wasser aus dem Wasserstraßennetz für Zwecke der Bewässerung oder zu Spülungen.

Die Wasserstraße begrifflich auf das von den Begrenzungslinien des gewöhnlichen Wasserstandes gebildete Strombett einzuschränken, ist durchaus abwegig. Das Flußgebiet und das Überschwemmungsgelände bis zu den Deichen — oder wo solche nicht vorhanden sind, das aktive Hochwasserprofil — sind auf das engste miteinander verbunden. Der Strom ist weit mehr als das Mittelwasserbett und der Schiffahrtweg. Die Zeiten sind glücklicherweise längst vorüber, in denen die Genialität des Wasserbauingenieurs nach der Anzahl und Länge der von ihm erreichten Stromdurchstiche beurteilt wurde. Seit geraumer Frist sind sich alle Sachverständigen darüber einig, daß eine Stromausbildung nur dann als gut und gelungen gelten kann, wenn sie gleichmäßig den Belangen der Landeskultur sowohl als auch denen der Schiffahrt Rechnung trägt, und daß diese Belange keineswegs so widerstreitende sind, wie das oftmals angenommen wurde und auch jetzt gelegentlich wohl noch angenommen wird. Die Belange von Verkehr und Landeskultur sind durchaus miteinander vereinbar; in vollkommener Weise wahrgenommen aber können sie nur werden, wenn die großen Stromgebiete in dem gesamten Umfange ihres Niederschlagsbereiches als ein einheitliches Ganzes erfaßt werden. Die vielfach widerstrebenden Belange einzelner eng begrenzter Landesteile können einen sachgemäßen Ausgleich nur von einer das weite Gebiet Deutschlands umfassenden Reichsverwaltung in wirtschaftlich guter und in gerechter Weise erfahren, denn die Ströme fließen nun einmal durch mehrere Länder, und noch weniger ist an deren Grenzen ihr Niederschlagsgebiet gebunden. Im Gesamtinteresse aller deutschen Länder muß also die Reichswasserstraßenverwaltung ohne Rücksicht auf die Grenzen der Gliedstaaten schalten und walten können. Die Unterdrückung von unberechtigten und unerfüllbaren Sonderwünschen sowie von Bestrebungen, die dem Allgemeinwohl Deutschlands zuwiderlaufen, ist dabei mehr denn je in der jetzigen Zeit geboten, in der unbedingte Wirtschaftlichkeit einer jeden Maßnahme unerläßlich ist.

Muß hiernach die einheitliche Regelung der gesamten Wasserwirtschaft Deutschlands einschließlich des Ausbaues, der Unterhaltung und des Betriebes der Wasserstraßen nebst der Aufsicht über die Hafenanlagen — die ebenso unentbehrliche Zubehörstücke der Wasserstraßen sind, wie die Bahnhöfe untrennbare Bestandteile der Eisenbahnen bilden — als das erstrebenswerte Ziel bezeichnet werden, so wird man sich notgedrungen mit dem durch die Verfassung des Deutschen Reiches Vorgeschriebenen zufriedengeben müssen, bis die gewaltigen Vorzüge einer großzügigen allgemeinen Wasserwirtschaft in weitesten Kreisen erkannt und anerkannt sein werden. Zurzeit werden das Reich, als Eigentümer und Verwalter der verkehrswichtigen Wasserstraßen, und die Länder, die eine eigene Wasserwirtschaft treiben, in engster und verständnisvollster Weise zusammenzuarbeiten haben, so wie dies in Preußen die Ministerien für öffentliche Arbeiten sowie für Landwirtschaft, Domänen und Forsten in früheren Zeiten stets getan haben. Das wird aber nur möglich sein, wenn alle in Betracht kommenden Belange eines jeden Landes von einer einzigen Verwaltung wahrgenommen werden, und wenn dieser der Reichsverkehrsminister seine eigenen, also von dem Lande völlig unabhängigen Reichswasserstraßen-Behörden gegenüberstellen kann.

So wie die Verhältnisse jetzt liegen, ist ein wirtschaftliches und erfolgreiches Arbeiten schlechterdings unmöglich. Kann darin nicht baldigst und nachdrücklichst Abhilfe geschaffen werden, dann wäre die völlige Rückübertragung der Wasserstraßen an die Länder zwar als ein Übel, aber gegenüber dem jetzigen unhaltbaren Zwitterzustande als das kleinere Übel zu betrachten und sollte ohne jede Verzögerung bewirkt werden. Daß dann auch die sachlichen und die persönlichen Kosten dieser Wasserstraßenverwaltungen der Länder von diesen selbst, also nicht mehr von dem Deutschen Reiche zu tragen wären, würde sich als selbstverständliche und unmittelbare Folge zwangläufig ergeben und bedarf wohl kaum irgend einer weiteren Begründung.

Werden die Wasserstraßen aber, so wie die Verfassung es vorschreibt, und wie es allein als zweckmäßig angesehen werden kann, von dem Reiche selbständig und unter eigener alleiniger Verantwortung, also durch unmittelbare Reichsbehörden und Reichsbeamte verwaltet, dann wird die zentrale Leitung sich auf die Festlegung der Hauptrichtlinien und auf die Überwachung von deren sinngemäßen Ausführungen beschränken können und beschränken müssen, so daß den Reichswasserstraßen-Direktionen die weitestgehende Selbständigkeit verliehen wird, die sie befähigt, dem Charakter ihres Stromes und dessen Niederschlagsgebietes sowie den Wünschen und Bestrebungen der an den einzelnen Strömen besonders interessierten Länder in vollkommenster Weise Rechnung zu tragen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. April erschienene Heft 8 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. H. Kuball: Erweiterungsbau des Kirdorffhauses zu Hamburg. — Dipl.-Ing. A. Steiner: Eisenbetonbauten in Saloniki. — Ziv.-Ing. E. Weiß: Die neue Eisenbetondecke „System Herbst". — Dipl.-Ing. W. Prager und R. Kappus: Zehn Nomogramme für den Eisenbetonbau. — Dr.-Ing. Craemer: Das Problem der kreisplattenartigen Stützenfundamente. — Ein neuer hochwertiger Zement.

Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer (B. Ü. P.). Amtliche Ausgabe (der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft) mit 16 Anlagen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis kart. 26 R.-M.

Die durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 10. Januar 1926 82 D 10 eingeführten neuen „Überwachungsvorschriften" gliedern sich in elf kurze Teile. Der erste Teil schreibt die Führung von Bauwerksakten vor — nach den einzelnen Bauwerken getrennt —, und zwar für größere Brücken aus Eisen, Stein, Beton, Eisenbeton und für größere Hallen und Dächer aus Eisen, Eisenbeton, Holz. Für kleinere Brücken, Hallen und Dächer sind zweckmäßig besondere Sammelakten zu führen. Die Akten sollen enthalten Festigkeitsberechnungen, Bauwerkzeichnungen, Massenberechnungen und Kostennachweise, Eisengewichtsberechnungen, Güteprüfungsnachweise, Bodenuntersuchungen und Rammregister, Baubeschreibungen, Angaben über Nacharbeiten, Abänderungen, Anstricherneuerungen.

Im zweiten Teil ist kurz die Führung von Brücken-, Hallen- und Dächerverzeichnissen vorgeschrieben, für die die Anlagen genaue äußerlich sich durch die Farbe ihrer Umschlagdeckel unterscheidende Vordrucke bieten.

Der dritte Teil gibt der Überwachungspflicht für die im ersten Teil bezeichneten Bauwerkarten Ausdruck.

Im vierten und fünften Teil ist die Führung von Brückenbüchern und -heften, Hallen- und Dachbüchern und -heften vorgeschrieben. Auch hierfür sind genau durchgearbeitete Vordrucke (mit eingetragenen Beispielen) als Anlagen beigefügt, die sich ebenfalls durch die Farbe ihrer Umschlagdeckel unterscheiden.

Der sechste Teil beschäftigt sich eingehend mit den regelmäßig wiederkehrenden Prüfungen, bei denen unterschieden sind:

1. einfache Prüfungen und Prüfungen von Bauwerken,
2. Hauptprüfungen.

Im siebenten Teil werden die Vorschriften für Belastungsversuche gegeben. Danach ist festzustellen:

1. die lotrechte Durchbiegung an den Stellen der rechnerisch größten Einsenkung, bei großen Überbauten auch an Zwischenpunkten, und zwar bei ruhiger Last und bei mit der zulässigen größten Fahrgeschwindigkeit bewegter Last; bei eisernen Eisenbahnbrücken auch noch ein Belastungsversuch bei 15 km/Std. Lastgeschwindigkeit;
2. bei eisernen Eisenbahnbrücken die seitlichen Bewegungen des Überbaues und hoher Pfeiler, und bei oben offenen Brücken die Seitenschwankungen der Obergurte, bei langsamer und schneller Fahrt.

Bei größeren Brücken sind mit dem Belastungsversuch Spannungsmessungen zu verbinden.

Die vier letzten Teile der Vorschriften behandeln kurz die Höhenmessungen, die Vorbereitung zu den Prüfungen, die Prüfung vor Ablauf der Gewährfrist und die Mitteilungen der bei den Prüfungen gesammelten Erfahrungen durch die Prüfungsbeamten an die Reichsbahndirektionen.

Die Muster für die einzelnen Bücher und Hefte sind in vortrefflicher Weise ausgeführt und werden die praktische Ausführung der „Überwachungsvorschriften" gewiß wesentlich erleichtern helfen. Sie sind mit dem Text der Vorschriften zu einem stattlichen Bande vereinigt, so daß ihre Benutzung sich so bequem wie möglich gestaltet. Besonders erfreulich macht sich überall der geschickte Ersatz entbehrlicher Fremdwörter durch deutsche Ausdrücke bemerkbar, eine Maßnahme, die ihren erzieherischen Einfluß nicht verfehlen wird.

Alles in allem ist das neue Werk wieder als großer Fortschritt in der bautechnischen Betriebsverwaltung unserer Eisenbahnen zu begrüßen. Ls.

Stollenbau in einem lebenden Vulkan: Trockenlegung eines Kratersees auf Java. Unter den bekannten Vulkanen Javas ist der gefürchtetste der Kloet oder Keloet, ein rd. 1700 m hoher Berg, dessen letzter Ausbruch (im Jahre 1919) 5500 Menschenleben vernichtete und einen Sachschaden von rd. 3 Millionen holl. Gulden anrichtete. Die größten Verheerungen des Vulkans rühren von den Strömen kochenden Schlammes her, der beim Überfließen des allmählich steigenden Kratersees über sein Bett und in das Innere des Kraters von diesem ausgeworfen wird. Von den dabei herausgeschleuderten Massen kann man sich einen ungefähren Begriff machen, wenn man bedenkt, daß schon der Inhalt des nach Abb. 1 bis zu Ord. 1208 gefüllten Seebeckens etwa 45 Mill. m³ beträgt, der gesamte, d. h. bis zu HHW Ord. 1405 volle Kratersee aber annähernd 266 Mill. m³ zu fassen vermag.

Sobald man also den auf jährlich etwa 7 Mill. m³ geschätzten Zufluß im Becken des Kratersees zwischen zwei Ausbrüchen zu verhindern oder abzuleiten vermag, darf man annehmen, daß damit der vulkanischen Tätigkeit des Kloet der größte Teil ihrer Furchtbarkeit genommen ist und die umliegenden Landstriche geschützt werden. Da diese besonders fruchtbar

und anbaufähig sind, so handelt es sich um die Erhaltung beträchtlicher Werte, die auch größere einmalige Ausgaben rechtfertigen. Schon im Jahre 1907 machte daher der Bergingenieur H. Cool dahingehende Vorschläge, für die er anführen konnte, daß auch die Römer durch die Ableitung der Kraterseen von Nemi und Albano dieses ihrer Hauptstadt benachbarte vulkanische Gebiet dauernd zur Ruhe gebracht haben.

Weitere Vorarbeiten nach dieser Richtung unterblieben dann bis 1919. Gleich nach dem furchtbaren Ausbruch in diesem Jahre wurde jedoch von der Niederländisch-Indischen Bergbauverwaltung ein umfangreicher Schacht- und Stollenbau in Angriff genommen, der trotz empfindlicher Rückschläge durchgeführt ist und jetzt vor der Vollendung steht. Die Arbeiten scheiden sich in zwei Zeitabschnitte, deren erster von September 1919 bis zu dem Einbruch vom 5. April 1923 reicht, während der zweite von Juni 1923, dem Beginn des Tunnels I (Abb. 1) ab rechnet.

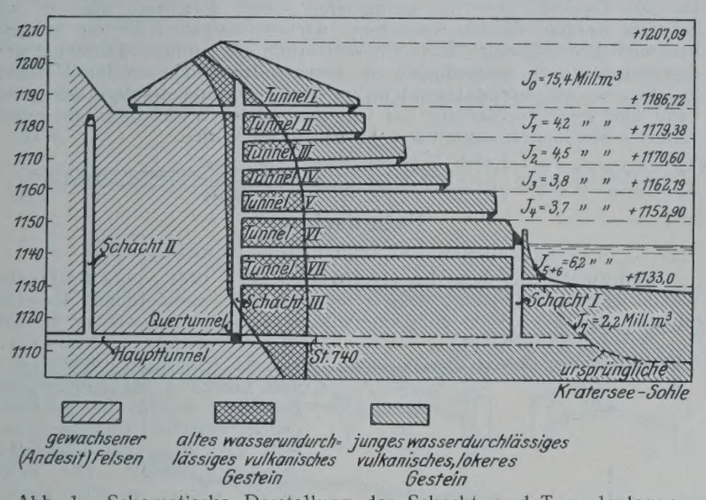


Abb. 1. Schematische Darstellung der Schacht- und Tunnanlagen.

In „De Ingenieur" 1926 Heft 7 bringt van Hettinga-Tromp über diese Arbeiten einen Bericht, dem der nachstehende Auszug entnommen ist:

Danach wurde nach Abb. 1 zunächst auf Ordinate 1111 auf der linken Bergseite — vom Bette des Lahar Badak, eines vom Gipfel bis zum Fuß des Berges fließenden Bergbaches aus — ein Stollen begonnen, der eine Länge von 955 m erhalten und mit einer Steigung von rd. 3 ‰ auf Ordinate 1114, nämlich in Höhe der Beckensohle des Kratersees ausmünden sollte.

Infolge der schwierigen Vorarbeiten begann der eigentliche Tunnelvortrieb jedoch erst 1920, wurde in diesem Jahr um 169 m, in den beiden folgenden auf St. m 396 und St. m 735 gefördert. Gleich zu Beginn war ferner auf der anderen Seite und dicht am Ufer des Kratersees Schacht I 35 m tief bis auf die geplante Sohle des Haupttunnels getrieben und auch etwa 11 m des letzteren fertiggestellt. Man wollte dadurch die einfache Ausführung und rechtzeitige Vollendung des Einlaufbauwerkes sichern, um sofort nach dem Durchschlag des von der anderen Seite her vorgetriebenen Tunnels mit dem Ablassen des Sees beginnen zu können.

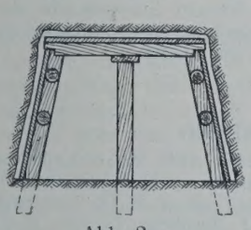


Abb. 2.
Vorläufige Tunnelabsteifung.

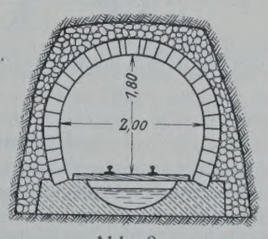


Abb. 3.
Endgültiger Tunnelausbau.

Im gleichen Jahre begann man ferner mit dem Abteufen des Schachtes II, der zur Erleichterung der Arbeiten im Tunnel und namentlich zur Erzielung einer besseren Durchlüftung vorgesehen war. Infolge mehrfacher Zwischenfälle ging das Abteufen jedoch nicht völlig planmäßig vonstatten, und als der Tunnelvortrieb zu der vorgesehenen Vereinigungsstelle gediehen war, war der Schacht erst auf 43,5 m Tiefe, so daß die fehlenden 25 m dann von unten her ausgebrochen wurden. Die Temperatur im Tunnel hatte bis dahin in Ermangelung jeglicher Belüftung bis zu 46° betragen; das und die wasserdampfgesättigte Atmosphäre im Innern hatten das Arbeiten überaus erschwert. Auch nach dem Durchschlag betrug die Hitze immer noch 37 bis 38° gegenüber einer durchschnittlichen Höchsttemperatur von 30° bei europäischen Tunnel- und Bergwerkbauten; deshalb und auch wegen der beschränkten Leistungsfähigkeit der Eingeborenen betrug die monatliche Leistung nur 40 lfd. m.

Im November 1922 wurde — an der rechten Tunnelwand und beim Übergang von undurchlässigem festen Feld zu losem Eruptivgestein — zum ersten Male Wasserandrang festgestellt. Da man mit dem Auftreten größerer Wassermassen rechnen mußte, wurde zunächst mit möglichster Beschleunigung die Tunnelsohle mit einer Betonschicht versehen und in dieser (Abb. 3) eine starke Abflußrinne ausgespart. Ebenso trat von jetzt ab an die Stelle der hölzernen Verzimmerung eine Ausmauerung mit Betontunnelsteinen (Abb. 3). Als man mit diesen Arbeiten endlich im März 1923 fertig war und den Vortrieb fortsetzen konnte, nahm der Andrang des Wassers sofort merklich zu: Dieses kam offenbar aus den jüngsten Eruptivschichten und führte lose Aschenteile mit sich. Nach Vollendung von nur 5 m stellte man die weiteren Vortriebarbeiten im Tunnel ein, der mithin im ganzen eine Länge von 740 m erreicht hatte, sich also nach Abb. 1 noch 160 m von Schacht I am Kratereinlauf und etwa 200 m vom Becken des Sees befand. Das Wasser des letzteren war inzwischen erheblich gestiegen: zunächst so langsam, daß es ein volles Jahr dauerte, bis es von der nach dem Ausbruch von 1919 vorhandenen Ordinate 1100 die auf 1114 gelegene Tunnelsohle erreicht hatte. Dann aber nahm das Steigen des Wassers schnell zu, und zwar begleitet von einem Heben des Kraterseebodens, das sich in der Nacht vom 6. auf den 7. Dezember 1920 sehr kräftig in einer kleinen Eruption kundgab, die auch zu der Bildung eines kleinen Eilandes führte; die von August 1920 an festgestellte starke Erwärmung des Seewassers von 27 auf 40° hatte als Vorbote dafür gedient. Die nachstehende Tabelle gibt einen Überblick über die Zunahme der Wasserstände vom 1. Juli 1920 bis Ende 1923 und die betreffenden Regenhöhen.

Datum	Spiegelhöhe	Beckeninhalt (geschätzt) m³	Wasserzunahme m³	Regenmengen mm
1. Juli 1920 . .	1115	0,5 Mill.		
1. Januar 1921 .	1137	2,7 „	2,2 Mill.	
1. Juli 1921 . .	1149	7,1 „	4,4 „	3178
1. Januar 1922 .	1157	10,4 „	3,3 „	
1. Juli 1922 . .	1168	15,7 „	5,3 „	4205
1. Januar 1923 .	1174,6	19,5 „	3,8 „	
1. Juli 1923 . .	1182,6	± 24,5 „	5,0 „	4500
Dezember 1923 .	1186,7	± 28,5 „	4,0 „	

Nachdem im Tunnel die Menge des zufließenden Wassers bis auf 40 l/Sek. gestiegen war, brachen am 25. März 1923 durch Nachgeben eines Teiles der rechten Tunnelwand Schutt- und Geröllmassen ein, durch die etwa 20 m der Tunnelröhre verstopft wurden. Die mit Verstärkung der Zimmerung beschäftigten Arbeiter hatten sich rechtzeitig in Sicherheit bringen können; der Tunnelausbau wurde zwar nicht weiter zerstört, dagegen stieg der Wasserzufluß auf das Doppelte, d. h. von 40 auf 80 l/Sek.

Indem man die Einbruchstelle vorläufig völlig in Ruhe ließ, beschloß man, die wasserführenden Schichten durch mehrere Seitenstollen anzuschneiden und so die Mengen des abfließenden Wassers zu steigern. Wenn die Absicht glückte, auf diese Weise einen größeren Wasserabfluß als den Zufluß in das Seebecken zu erzielen, dann war auch dessen Trockenlegung gesichert; selbst für den Fall, daß die Vollendung des Haupttunnels unterblieb.

Leider wurde die Verwirklichung dieses Planes verhindert durch einen folgenschweren Einbruch, der in der Nacht vom 4. auf den 5. April 1923 fast an der Stelle des ersten Einbruches stattfand: Nach lautem Krachen wurde der alte, den Tunnel noch vom 25. März her versperrende Schutt- und Geröllkeil etwa 20 m weiter vorgetrieben, die noch auf etwa 40 m vorhandene Zimmerung weggerissen, ein unentwirrbarer Knäuel von großen Steinblöcken, Balken, Rohren, Gleisstücken und Rollwagen mit gewaltiger Kraft nach dem Tunnelende gedrückt und vom Wasser noch bis über 60 m weit fortgerissen, der Tunnel selbst von Geschiebemengen völlig verstopft.

Die Arbeiterschaft und das Aufsichts- und technische Personal waren sehr entmutigt und hielten die Schwierigkeiten der Ausführung für unüberwindlich.

Auch nach ruhiger Betrachtung der Sachlage kam man zu der Auffassung, daß die Fortführung der bisherigen Tunnelarbeiten unmöglich geworden sei; man beschloß vielmehr, von oben her nach unten zu gehen und stellte den aus Abb. 1 ersichtlichen Arbeitsplan auf:

Zunächst wurde — im Juni 1923 — von Höhe 1185 mit 1,72 m Steigung, d. h. auf die damalige Seespiegel-Ordinate 1186,72 vom Hang des Lahar Badak aus nach dem Seebecken der Tunnel I getrieben, durch den also alle weiteren Wassermengen nach dem genannten Wasserlauf abgeführt wurden. Seine Länge betrug 185 m, die Bauzeit 3 Monate; der Vortrieb geschah z. T. in festem Felsen, z. T. in losem vulkanischen Gestein. Das gesamte Arbeiter-, Aufseher- und Ingenieurpersonal war inzwischen ersetzt worden.

Der neue Plan sah alsdann in Tunnel I die Anlage einer Heberleitung vor, um mit deren Hilfe den Meeresspiegel von neuem so weit abzusenken, daß der Vortrieb des Tunnels II ohne die Gefahr eines Wasserdurchbruches möglich wurde. Trotz anfänglicher Bedenken gegen die praktische Durchführbarkeit dieses auf dem Papier sehr einfachen Gedankens hat sich das immer tiefer verlegte Hebersystem durchaus bewährt. Vorher mußte freilich der 70 m tiefe Schacht III (Abb. 1) abgeteuft werden: Er erhielt einen Querschnitt von 2 × 3 m, ging bis auf die Sohlenhöhe des alten Haupttunnels herunter und erreichte diesen mit einem kurzen Querstollen, so daß das herabfallende Wasser durch die fertige Tunnelstrecke nach dem Lahar Badak abgeleitet wurde.

Der Bau von Schacht III dauerte von September 1923 bis März 1924, alsdann wurde Tunnel II, am 5. Februar 1925 Tunnel III, am 8. Juni Tunnel IV, am 21. September Tunnel V und im Dezember 1925 Tunnel VI vollendet; zu diesem Zeitpunkte war der Wasserinhalt des Kloetsees auf 5 Mill. m³ vermindert.

Für die wenigen noch zu leistenden Arbeiten rechnet man mit einer ferneren Bauzeit von 6 Monaten. Sie bestehen im wesentlichen aus dem Vortriebe von Tunnel VII sowie der Wiederherstellung und Vollendung des alten Haupttunnels, endlich aus der Ausmauerung der Tunnel- und Schachtwände mit Betonsteinen. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 1 115 000 holländische Gulden, wovon bezeichnenderweise rd. 1 Million auf die unvollendeten und unterbrochenen Arbeiten des ersten Bauabschnittes, nur 115 000 Gulden auf die erfolgreiche Ausführung des zweiten Bauabschnittes entfallen.

Ohne Zweifel wird in einigen Jahren wieder ein Ausbruch des Kloet stattfinden. Die seeseitigen Ausmündungen des Haupttunnels und des Tunnels VII werden möglicherweise verschüttet werden, ernstere Beschädigungen des Werkes jedoch nicht befürchtet. Dagegen ist sicher darauf zu rechnen, daß durch das Fehlen der gewaltigen Wassermassen des Kratersees neuen vulkanischen Ausbrüchen der weitaus größte Teil ihres Schreckens genommen ist. Ki.

Farbiger Zement. Die graue Farbe, die der Zement im allgemeinen den Betonbauten verleiht, ist nicht immer angenehm. Auch bei bescheidenen baukünstlerischen Ansprüchen kann es erwünscht sein, den Beton in anderer Farbe zu tönen. Das hatte bis vor kurzem erhebliche Schwierigkeiten. In einem Vortrage vor der englischen Bauingenieurgesellschaft hat aber ein Vertreter der Unternehmung Considère berichtet, daß diese Schwierigkeiten überwunden seien. Der farbige Zement ist zurzeit noch wenig bekannt, dürfte es aber bald werden. Das Hindernis für seine Einführung bestand bisher darin, daß es nicht gelang, dieselbe Farbe bei späterer Lieferung oder auch nur bei aufeinanderfolgenden Bränden wieder herzustellen. Das ist aber nötig, wenn ein größeres Bauwerk in einheitlichem Farbton gehalten werden soll. Auch wenn verschiedene Flächen in ihrer Farbe aufeinander abgestimmt werden sollen, muß man sich darauf verlassen können, daß der richtige Farbton geliefert wird. Es ist heute durchaus möglich, dem Lieferwerk die Farbe des Zements vorzuschreiben, es gelingt sogar, nach Jahren wieder Zement mit demselben Farbton wie bei einer älteren Lieferung zu beschaffen und daraus einen Beton herzustellen, der in der Farbe zu dem älteren paßt. Die farbigen Zemente sind zwar teuer, die Kosten des Bauwerks werden aber durch ihre Verwendung nur wenig erhöht, denn sie kommen nur für eine dünne Schicht Putz oder Vorsatzbeton in Betracht.

Bei dieser Gelegenheit erklärte der Vortragende den Beton für den wichtigsten Baustoff des Ingenieurs und auch des Architekten in der heutigen Zeit. Er ging so weit zu behaupten, und damit schloß er seinen Vortrag, daß, so gut es ein Stein- und ein Bronzezeitalter gegeben habe, in Zukunft die heutige Zeit als das Betonzeitalter werde bezeichnet werden. Wenn die Verwendung des Zements in den nächsten zwanzig Jahren so an Verbreitung zunimmt wie in den vergangenen zwei Jahrzehnten, ist für die zukünftige Entwicklung der Erzeugung von Zement und des Handels mit diesem Baustoff keine Grenze zu sehen. Wkk.

Der Dammbau nach Norderney aufgegeben. Der Bau eines Eisenbahndammes von Hilgenriedersiel über das Wattenmeer nach Norderney, über dessen Planung in der „Bautechnik" 1925, Heft 47, S. 764, kurz berichtet wurde, wird, wie die „Rhein.-Westf. Ztg." schreibt, nach einer Mitteilung des zuständigen Ministeriums hauptsächlich der hohen Kosten wegen nicht zur Ausführung kommen. Auch hätten sich die Interessengegensätze für oder wider den Bau kaum ausgleichen lassen, selbst nicht bei einer Unterbrechung des Dammes im Wattenmeer durch eine Drehbrücke, die namentlich von den Fischern der Nachbarinseln und den ostfriesischen Küstenfischern im Interesse der Verbindung mit der Stadt Norden verlangt wurde. Es hat sich übrigens ergeben, daß eine allen möglichen schädigenden Einflüssen ausgesetzte Drehbrücke mitten im Wattenmeer nur mit ungeheuren Kosten und dabei ohne Gewähr ausreichender Sicherheit gebaut werden könnte. Unter diesen Umständen wird jetzt mit dem bisher zurückgestellten Bau einer größeren Bahnhofshalle und einer neuen Gleisanlage auf der Mole in Norddeich begonnen.

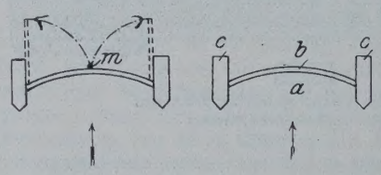
Straßenbau in Amerika. Der Straßenbau ist heute in den Vereinigten Staaten von Amerika der größte Zweig des Baugewerbes. Für Straßenbauten wird heute ein Jahresbetrag von 1,35 Milliarden Dollar aufgewendet. Trotzdem bilden die befestigten Straßen mit einer Länge von 206 640 km weniger als 5 % des gesamten Straßennetzes. Die Gesamtlänge der Hauptverbindungstraßen beträgt 418 150 km; von ihnen hat weniger als die Hälfte eine irgendwie befestigte Decke. Die Aufgabe des amerikanischen Straßenbaues besteht unter diesen Umständen nicht nur darin, das Netz der Straßen überhaupt oder auch nur der befestigten auszudehnen, sondern auch darin, die große Zahl der Straßen von örtlicher Bedeutung, die den auf große Entfernung durchgehenden Straßen Verkehr zuführen, auszubauen und zu unterhalten. Diese Zubringerstraßen sind erheblich länger als die Hauptstraßen; ihre Länge beträgt über 4 400 000 km, also mehr als das 110fache des Erdumfanges.

Die Aufbringung der Mittel, die nötig sind, um das Straßennetz Amerikas der Anforderung des heutigen Verkehrs anzupassen, bietet größere Schwierigkeiten als die technische Durchführung der damit verbundenen Aufgaben. Die Frage, wie man eine Straße befestigen soll, damit sie dem schweren und schnellen Verkehr der heutigen Kraftwagen standhält, darf als gelöst angesehen werden, nicht aber wissen viele der zum Bau und zur Unterhaltung der Straßen verpflichteten Stellen, wie sie die Mittel dazu aufbringen sollen. Nur in wenigen Fällen ruht diese Last auf den an der Straße liegenden Grundstücken; zuweilen muß sie von den Eigentümern der Fahrzeuge, die die Straße benutzen, getragen werden. Aus Bundesmitteln werden den örtlich zuständigen Stellen erhebliche Mittel zum Straßenbau zur Verfügung gestellt, so daß jeder Steuerpflichtige der Vereinigten Staaten seinen Teil zum Straßenbau beiträgt. Die Aufwendungen für den Straßenbau, die nicht umgangen werden können, gehen so weit, daß manche Städte nur durch sie in ihrem Haushalt in eine bedrängte Lage kommen. Da durch eine gute Straße der Wert der an ihr liegenden Grundstücke erhöht wird, sucht man einen Teil dieser Lasten auf die Anlieger abzuwälzen. Den Hauptvorteil von einer guten Straße haben aber unmittelbar die Benutzer der Kraftwagen und mittelbar die Kreise, die am Bau der Kraftwagen, am Handel mit ihnen und mit Betriebstoffen beteiligt sind. Manche Staaten besteuern daher den Benzinverbrauch, um die Kosten für die Unterhaltung des Straßennetzes aufzubringen, andere erheben eine Fahrzeugsteuer, wieder andere besteuern den Betrieb der Kraftwagen. Diese Fragen beschäftigen die Stadtverwaltungen dauernd, aber sie kommen dabei immer wieder zu dem Ergebnis, daß die verfügbaren Mittel, gleichviel wie sie aufgebracht werden, niemals ausreichen, um alle Aufgaben, die die Straßenbau- und -Unterhaltungspflicht mit sich bringt, zu erfüllen. Dabei nehmen diese Kosten noch beständig zu, sie kommen aber nicht nur dem Verkehr, für den sie aufgewendet werden, unmittelbar zugute, sondern das ganze Land und seine Bevölkerung hat von einem hochentwickelten, gut unterhaltenen Straßennetz mittelbar sehr erhebliche Vorteile. Wkk.

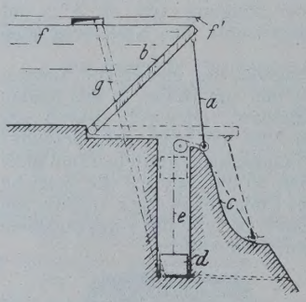
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Nadelwehr (Kl. 84a, Nr. 419 426 vom 30. 1. 1924 von Otto Hertl, Wien). Beim Nadelwehr, dessen im Grundriß bogenförmige Stauwand mit ihrer konkaven Seite dem Oberwasser zugekehrt ist, werden die den Wasserdruck von der Stauwand *a* auf die Widerlager *c* übertragenden Glieder *b* als Ketten ausgebildet, in die bei *m* Reißglieder eingefügt sind, an denen sich das Wehr bei Überdruck selbsttätig öffnet. Die Reißglieder können in allen Ketten angeordnet sein; Ketten und Nadeln sind derart miteinander verbunden, daß beim Reißen der Ketten die beiden Teile der Stauwand je als ein Ganzes seitlich ausschwenken.



Selbsttätiges Klappenwehr (Kl. 84a, Nr. 422 233 vom 31. 7. 1921 von J. Huber und A. V. Lutz in Zürich). Um bei selbsttätigen Klappenwehren die Änderungen des in jeder Stellung auftretenden Wasserdrucks und damit auch seines auf die Klappenachse bezogenen Drehmoments herbeizuführen, wird der Fuß der Stütze *a* der Stauklappe *b* auf einer gekrümmten Laufbahn *c* geführt und durch ein Gegengewicht *d* gehalten und gegen die feste Laufbahn gedrückt. Um bei Überschreitung des normalen Stauwasserspiegels *f* auf *f'* die selbsttätige Bewegung schneller wirken zu lassen, wird das Gegengewicht *d* ganz oder teilweise in einem Schacht untergebracht, der mit einer Wasserzuführung verbunden ist, die an der Stelle des normalen Wasserspiegels einmündet.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Nusser, Vorstand der Betriebsinspektion 2 München, als Referent zur R. B. D. Augsburg, Roßbach, Referent der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Nürnberg, Dr.-Ing. Halank, bisher beim Oberbaubureau der R. B. D. Dresden, zum E. Z. A. in Berlin und Philipp Hock, Vorstand der Bauinspektion Passau, als Referent zum Baukonstruktionsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, die Reichsbahnbaumeister Eberl, bisher bei der R. B. D. München, zur Maschineninspektion Rosenheim und Alzmann, bisher bei der Maschineninspektion Rosenheim, zur R. B. D. München.

Überwiesen: der Reichsbahnrat Daub, bisher beurlaubt, in den Bezirk der R. B. D. Essen.

Ausgeschieden: dem Reichsbahnrat Paul Göbel in Zschopau (Sa.), bisher beurlaubt, ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Reichsbahndienste erteilt.

INHALT: Versuchstrecke für neuzeitliche Straßenbauweisen in Bayern auf der Staatsstraße Nr. 87 „München—Tegernsee" zwischen km 8,28 u. 26,0. — Behelfsmäßige Eisenbahnkriegsbrücken. (Schluß.) — Reichs-Wasserstraßen-Verwaltung. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer (B. Ü. P.). — Stollenbau in einem lebenden Vulkan: Trockenlegung eines Kratersees auf Java. — Farbiger Zement. — Aufgeben des Dammbaues nach Norderney. — Straßenbau in Amerika. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 30. April 1926 | Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Parallelfachwerkträger für große Stützweiten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

Die um die Mitte des vorigen Jahrhunderts und etwas später erbauten großen eisernen Brücken zeigen meist die Form des Parallelträgers, so z. B. die alte Brücke über die Weichsel bei Dirschau, die alte Brücke über die Nogat bei Marienburg und die abgebrochene Brücke über den Rhein in Köln. Die Form des Parallelträgers war im Anfang des Eisenbrückenbaues die gegebene, sie war der Form des einfachen Holzbalkens angepaßt.

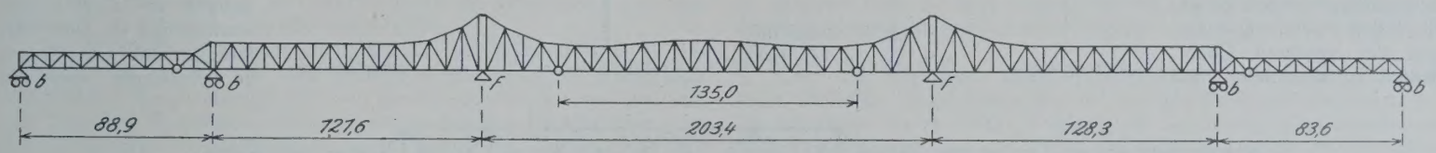


Abb. 1. Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg. Fertiggestellt 1907.

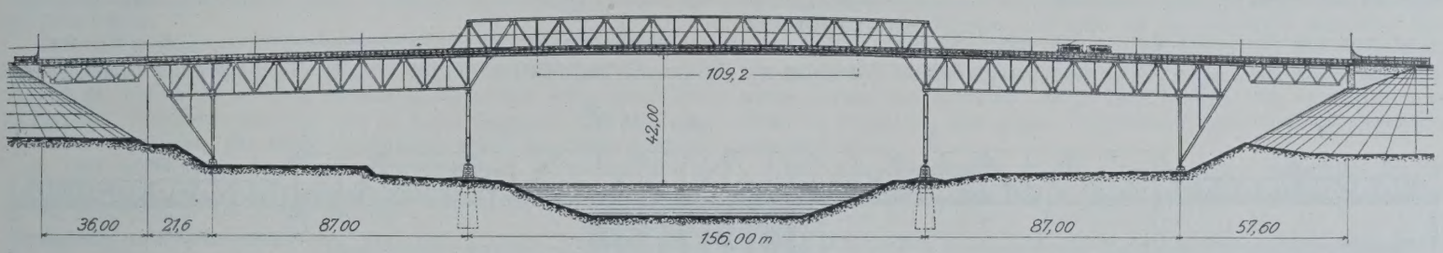


Abb. 2. Hochbrücke bei Holtenau. Fertiggestellt 1912.

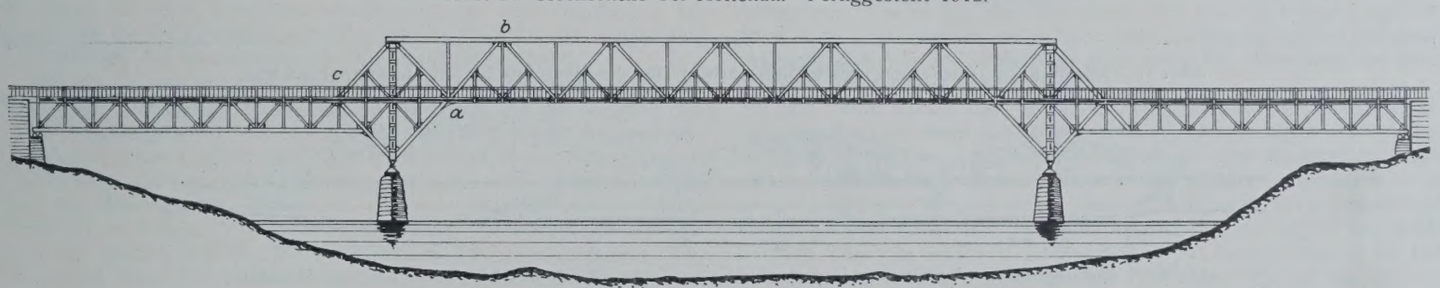


Abb. 3. Vorschlag von Dr.-Ing. Georg Müller.

Die Fortschritte in der Theorie der Berechnung der eisernen Brücken brachten die Erkenntnis, daß die Form des Parallelträgers für den einfachen Balkenträger und auch für den durchlaufenden Träger insofern nicht die zweckmäßigste ist, als die Wirtschaftlichkeit verlangt, daß die Trägerhöhen den Momenten angepaßt werden müssen, daß also die einfachen Balkenträger in der Mitte die größten und an den Enden die kleinsten Höhen aufweisen, die durchlaufenden Träger aber über den Mittelstützen die größten Höhen erhalten müssen. Unter dem Einfluß dieser Erkenntnis entstanden dann die vielen einfachen Balkenträger mit nach oben gekrümmten Obergurten bei tiefliegender Fahrbahn oder mit nach unten gekrümmten Untergurten bei hochliegender Fahrbahn oder schließlich auch in der Linsenform mit nach oben gekrümmten Ober- und nach unten gekrümmten Untergurten. Weiter schuf die neue Erkenntnis die durchlaufenden Balken ohne Gelenke und mit Gelenken in der Form der Hängebrücken mit den größten Höhen über den Mittelstützen.

Die immer mehr sich durchsetzende Forderung, daß die eisernen Brücken ebenso wie die anderen Bauten einen ästhetisch befriedigenden Eindruck machen müssen, ließ dann am Ende des vorigen Jahrhunderts den Zweigelenkbogen mit Zugband entstehen, der seitdem in Deutschland bei sehr vielen großen und mittleren Brücken ausgeführt worden ist und, man sagt wohl nicht zu viel, fast zu einer Regelform geworden war.

Das allzu häufige Auftreten des Zweigelenkbogens mit Zugband löste neuerdings das Bestreben aus, andere ästhetisch befriedigende Brückenformen zu finden. Man hat dabei den Kreislauf geschlossen und ist

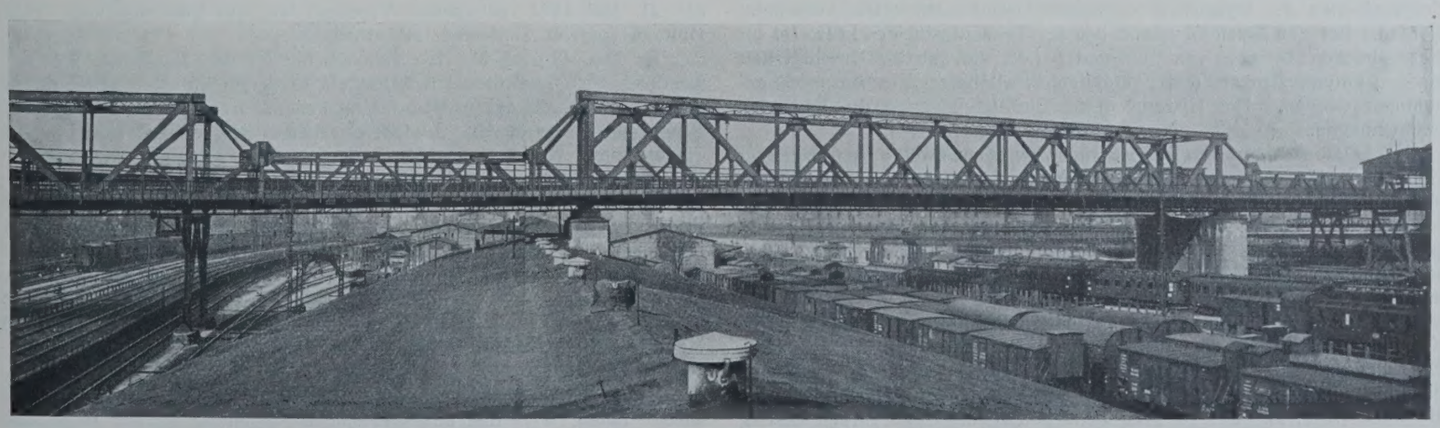


Abb. 4. Überführung der Hochbahn über den Potsdamer Außenbahnhof in Berlin. Fertiggestellt 1912.

wieder zu dem Parallelfachwerkträger zurückgekehrt, der fraglos in vielen Fällen gute Brückenbilder gibt. Er paßt vorzüglich in flache Landschaften hinein, wie z. B. bei der Elbebrücke bei Hämerten (vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 3, S. 40); er kann auch in bevorzugten Städtebildern, wie z. B. bei der Elbebrücke in Meißen (vergl. „Der Bauingenieur“ 1925, S. 853), in seiner Anspruchlosigkeit am Platze sein. Schließlich kann er auch in dem Falle, daß in der Größe erheblich voneinander abweichende Öffnungen unsymmetrisch angeordnet sind, wie z. B. bei der Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld (Abb. 7), eine recht befriedigende Lösung bieten.

Mit dem Parallelträger lassen sich außerdem gute geschlossene Brückenbilder erzielen. Öffnungen, die sich erheblich in ihrer Weite unterscheiden, wird man aus wirtschaftlichen und auch wohl aus ästhetischen Gründen mit Parallelträgern verschiedener Höhe überbrücken. Man leitet dann unmittelbar neben den Pfeilern durch Schrägstäbe von den höher liegenden oberen Gurtungen der größeren Überbauten zu den tiefer liegenden oberen Gurtungen der kleineren Überbauten über (Abb. 7). Gestatten es die örtlichen Verhältnisse, so wird man die Parallelträger der Nebenöffnungen unter der Fahrbahn anordnen und von dem über der Fahrbahn liegenden Träger zu den unter der Fahrbahn liegenden Trägern ebenfalls durch Schrägstäbe überleiten, wie es z. B. bei der Hochbrücke bei Holtenau (Abb. 2) geschehen ist.

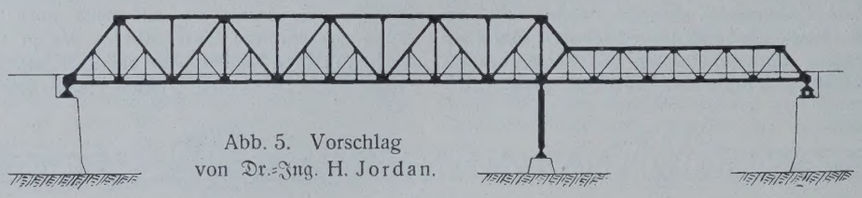


Abb. 5. Vorschlag von Dr.-Ing. H. Jordan.

Parallelträger mit Überleitungen durch Schrägstäbe von den höher gelegenen zu den tiefer gelegenen Obergurten werden nach dem Vorschlage von Dr.-Ing. Georg Müller „gekröpfte Parallelträger“ genannt.

Der gekröpfte Parallelträger ist in letzter Zeit, namentlich bei den Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, öfters verwendet worden. Bei der Aufstellung und bei der Bekanntgabe der Entwürfe für diese Brücken ist von verschiedenen Seiten die geistige Urheberschaft für den Grundgedanken des gekröpften Parallelträgers in Anspruch genommen worden. Der Klärung dieser Streitfrage gelten die folgenden Betrachtungen.

Die erste Ausführung einer Kröpfung zwischen zwei in verschiedener Höhe liegenden wagerechten Obergurten zweier benachbarter Überbauten mit tiefliegender Fahrbahn finden wir an den beiderseitigen Endüberbauten der von der M. A. N. entworfenen und gebauten, im Jahre 1907 fertiggestellten Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg (Abb. 1). Die Überbauten zeigen bei dieser Brücke keine Unterteilung.

Die erste Ausführung eines gekröpften Parallelträgers, bei dem die Kröpfungen von den Obergurten eines über der Fahrbahn liegenden Überbaues zu den Obergurten von Überbauten, die unter der Fahrbahn liegen, überleiten, ist die im Jahre 1912 vollendete Hochbrücke bei Holtenau (Abb. 2). Sie ist nach dem Vorentwurf von Dr.-Ing. Georg Müller im Brückenbauamt in Kiel unter der Leitung von Dr.-Ing. ehr. Fr. Voß entworfen worden. Auch bei dieser Brücke zeigen alle Überbauten keine Unterteilung.

Für einen mit Unterteilung versehenen mittleren Überbau über der Fahrbahn und für seitliche, unter der Fahrbahn liegende Überbauten ohne Unterteilung schlägt Dr.-Ing. Georg Müller das der oben erörterten Brückenform angepaßte, in Abb. 3 dargestellte Trägergebilde vor (vergl. „Der Bauingenieur“ 1921, S. 89 u. f.).

Die erste Ausführung eines gekröpften Parallelträgers, bei dem die Kröpfungen von den oberen Gurtungen großer, mit Unterteilung versehener und über der Fahrbahn liegender Überbauten zu den oberen Gurtungen kleinerer, auch über der Fahrbahn liegender, aber nicht untergeteilter Überbauten überleiten und bei dem die oberen Gurtungen der kleinen Überbauten in der Höhe der Zwischenpunkte der großen Überbauten liegen, ist die von der Hochbahn-Gesellschaft in Berlin entworfene und im Jahre 1912 fertiggestellte Überführung der Hochbahn über den Potsdamer Außenbahnhof in Berlin, die vorläufig nur zum Kopfmachen der aus der Richtung Warschauer Brücke kommenden Züge dient (Abb. 4).

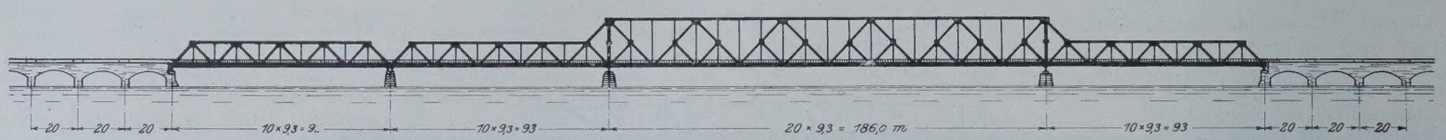


Abb. 6. Vorschlag von Dr.-Ing. Georg Müller.

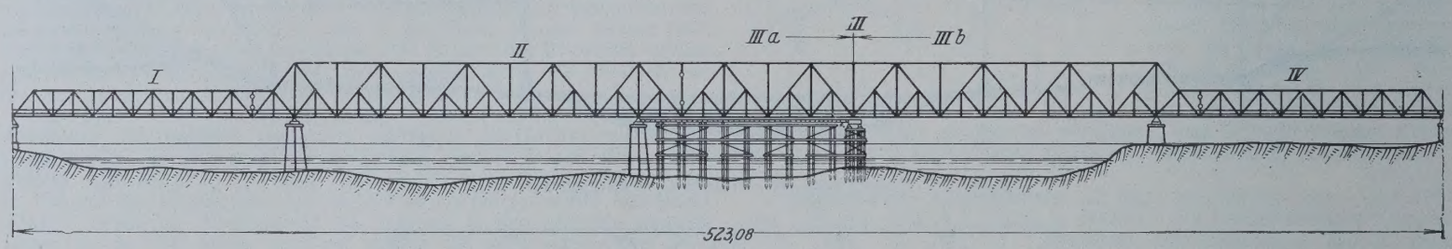


Abb. 7. Endgültig zur Ausführung bestimmter Entwurf für die Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

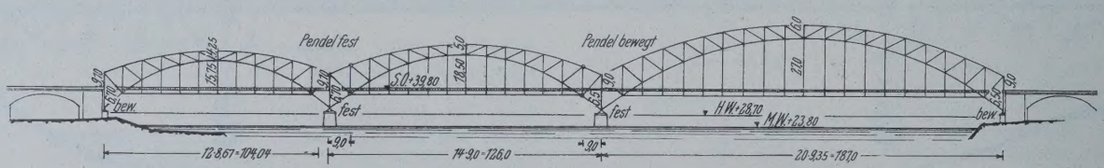


Abb. 8. Ursprünglich zur Ausführung bestimmter Entwurf für die Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

Im technischen Schrifttum veröffentlichte zuerst Dr.-Ing Jordan im Jahre 1916 in der „Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen“, S. 215/6, eine solche Trägerform. Die am angeführten Ort wiedergegebene Trägerform ist die in Abb. 5 dargestellte.

Die gleiche Trägerform bringt dann Dr.-Ing. Georg Müller in der „Bautechnik“ 1923, Heft 55 vom 18. Dezember, S. 511, in seiner Abhandlung „Die Sydney-Brücke. Ein Vorschlag zur Lösung des Formproblems“ (Abb. 6). Denselben Gegenstand behandelt Dr.-Ing. Georg Müller in einem in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 21. Mai 1924 gehaltenen Vortrage, der im „Bauingenieur“ 1924, Heft 18 vom 30. September abgedruckt ist.

Dr.-Ing. Georg Müller gebührt fraglos das Verdienst, die Verwendung des gekröpften Parallelträgers für große Brücken in Wort und Schrift mit Nachdruck befürwortet zu haben. Auch ist ihm die geistige Urheberschaft der in Abb. 2 wiedergegebenen Brückenform zuzusprechen. Trägerformen von der in Abb. 6 dargestellten Art sind, wie oben erörtert, schon vor den Veröffentlichungen Dr.-Ing. Georg Müllers ausgeführt und im Schrifttum behandelt worden. Sie sind außerdem in vielen Fällen als ziemlich selbstverständliche Lösungen anzusprechen, so z. B. auch bei der in Abb. 7 dargestellten, im Bau begriffenen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Die Schiffahrtverhältnisse und der rechtsrheinische, in unmittelbarer Nähe der Brücke gelegene Hafen verlangten rechts eine große, fast 200 m weite Stromöffnung, während für die mittlere und die linke Stromöffnung Weiten von rd. 125 und 100 m genügten (Abb. 8). Ursprünglich war der in dieser Abbildung dargestellte Entwurf zur Ausführung bestimmt worden. Man ließ ihn aber wieder fallen, weil die unausgeglichene Steigerung in der Höhe und Spannweite der drei Bogen ästhetisch zu unbefriedigend war. Man kam

dann zu der in Abb. 7 wiedergegebenen Lösung, die endgültig zur Ausführung bestimmt wurde. Bei ihr werden die große rechte und die mittlere Stromöffnung von einem durchweg gleich hohen Parallelträger mit Unterteilung überbrückt. Von dem Obergurt dieses Trägers leiten beiderseits Schrägstäbe zu den Obergurten niedrigerer Parallelträger über, die die linke Stromöffnung und eine an Stelle von drei Gewölben (Abb. 8) vorgesehene rechte Flutöffnung von rd. 100 m Weite überbrücken. So entsteht ein gutes, geschlossenes Brückenbild, das durch die Überbrückung der großen unsymmetrisch liegenden Stromöffnung nicht zerrissen wird und vorzüglich in die flache Rheinlandschaft bei Duisburg hineinpaßt.

Die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. und Dr. ehr. **Eduard Faber,** Ministerialrat a. D., München.

Die Schweiz bemüht sich seit Jahrzehnten um eine Verbesserung des Oberrheins für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt bis nach Basel und nach der mit Erfolg ausgeführten Regulierung von Sondernheim bis Straßburg um eine Fortsetzung dieser Bauarbeit. Dagegen beabsichtigt Frankreich — gestützt auf den Artikel 358 des Versailler Diktates —, die Wasserkräfte des Rheins zwischen Basel und Straßburg in weitgehendem Maße auszunutzen und in einem 111 km langen Seitenkanal mit 8 Staustufen die Kraftgewinnung und die Schiffahrt zu vereinigen, also eine sogenannte Kraftwasserstraße herzustellen.

Die in Straßburg tagende Internationale Zentralkommission für die Rheinschiffahrt hat am 29. April 1925 über die beiden Wasserstraßen entschieden. Sie genehmigte den von der Schweiz vorgelegten und von dem badischen Rheinbauamt Freiburg ausgearbeiteten Entwurf über eine Rheinregulierung von Straßburg bis nach Kembs, 10,6 km unterhalb der schweizerisch-elsässischen Grenze[1]), und sprach aus, daß der französische Plan über einen Seitenkanal Basel—Straßburg die Bedingungen in Artikel 358 erfülle.

Über die Regulierung der Rheinstrecke Straßburg—Kembs und die Herstellung eines Kraftwerkes bei Kembs, das die oberste, bis Basel reichende Haltung der französischen Kraftwasserstraße abschließen wird, hatten sich Deutschland, Frankreich und die Schweiz schon in einem Vertrage vom 10. Mai 1922 geeinigt. Bei dieser Verhandlung wurde die früher erörterte Frage über eine Kanalisierung der Rheinstrecke Basel—Straßburg, der ja eine Regulierung der Niederwasserrinne vorangehen müßte, ausgeschaltet. Da die Entscheidung der Zentralkommission über die beiden Entwürfe — Regulierung und Seitenkanal — in einer Entschließung zusammengefaßt war, so enthielten sich die deutschen Bevollmächtigten der Abstimmung. Sie hätten bei einer getrennten Abstimmung für eine Regulierung bis Kembs und für die Errichtung eines Kraftwerkes daselbst, aber gegen eine Weiterführung der Kraftwasserstraße bis Straßburg gestimmt.

Bereits zu Anfang dieses Jahrhunderts planten die Regierungen von Baden und Elsaß-Lothringen, den Rhein durch ein, 5,5 km unterhalb der schweizerisch-elsässischen Grenze zu erbauendes Wehr bis zu dieser Grenze aufzustauen, sodann mit einem 500 m oberhalb des Wehres abzweigenden Kanal einem auf dem linken Rheinufer bei Kembs zu erbauenden Kraftwerk das Betriebswasser zuzuführen und eine Nutzung von 32 000 bis 45 000 PS zu erzielen.[2]) Neben einer Nutzung der Rheinwasserkraft bestand die Absicht, die das Strombett bei km 9,0 der elsässischen Uferteilung auf etwa 450 m Breite durchquerende Felsenschwelle, die der Schiffahrt bei Niederwasser ein zunehmendes Hindernis geworden war, mit Anlage einer Staustufe zu umgehen. Der Weltkrieg unterbrach die Vorarbeiten für die Ausführung dieses Planes. Nunmehr aber beabsichtigt die französische Regierung, den Aufstau gegenüber dem ursprünglichen Plan um 6 m zu erhöhen, so daß er bis zur Mündung der Birs nächst oberhalb der Stadt Basel reichen würde. In den Seitenkanal soll — unter der Bedingung, daß das Rheinwehr oberhalb Kembs bei Niederwasser noch wenigstens 50 m^3/Sek. durchfließen — eine sekundliche Betriebswassermenge bis zu 850 m^3 abgeleitet werden, wodurch bei Krembs eine Leistung von 65 000 bis 120 000 PS zu gewinnen wäre.

Seit dem ersten Plan über ein Kraftwerk bei Kembs haben sich die Erfahrungen und Erfolge im Flußbau wesentlich gesteigert, und zum Teil damit im Zusammenhang auch die Ansprüche der Schiffahrt an die Leistungsfähigkeit der Wasserstraßen. So beweist das Ergebnis der Rheinregulierung Sondernheim—Straßburg in Verbindung mit anderen Beobachtungen in den geschiebeführenden Flüssen die Möglichkeit, mit entsprechenden Kosten und in wenigen Jahren die Rheinstrecke Straßburg—Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt herrichten zu können.

Schon in den 1890er Jahren wurde gegenüber dem damals geplanten Seitenkanal Straßburg—Speyer entschieden, daß die regulierte Rheinstraße mit der für die Schiffahrt notwendigen Breite und Tiefe, die eine ungebundenere, die Wirtschaftlichkeit des Betriebes fördernde Hantierung der Schiffahrt ermöglicht, einem Seitenkanal überlegen sei. Das gilt heute noch und gilt umsomehr gegenüber einem Kanal, bei dem es sich um eine Verquickung von Kraftgewinn und Schiffahrt handelt. Zum Zwecke der Kraftgewinnung ist in der obersten Haltung Basel—Kembs eine mittlere sekundliche Geschwindigkeit von 0,70 m vorgesehen und in den übrigen sieben Haltungen Kembs—Straßburg sogar eine solche von 1,20 m, so daß in letzterem Falle in dem vorwiegend von der Schiffahrt benutzten Teil des Kanalquerschnitts eine Geschwindigkeit von 1,50 bis 1,60 m in Betracht käme.

Über die Möglichkeit eines wirtschaftlichen Betriebes der Schiffahrt unter ähnlichen Verhältnissen wie bei der von Frankreich geplanten und für Fahrzeuge bis zu 1800 t Tragfähigkeit bestimmten Kraftwasserstraße liegen keine Erfahrungen vor. Daher hat auch die deutsche Rheinschiffahrt zu den französischen Vorschlägen nach eingehender Prüfung eine ablehnende Stellung eingenommen: „Der Rheinstrom als die größte und bedeutendste Binnenwasserstraße Europas, die auch als der gegebene natürliche Verkehrsweg vom Bodensee zum Meer zu betrachten ist, darf nicht durch Schleusen und Wehre verbaut oder durch einen Seitenkanal abgeleitet werden, wenn die technische Möglichkeit besteht, den natürlichen Lauf derart zu regulieren, daß er den Bedürfnissen eines Großschiffahrtsweges entspricht.“[3])

Von dem Standpunkte aus, die Schweiz an eine vollwertige Wasserstraße anzuschließen, hätte 1922 der Verstümmelung der Rheinstraße durch ein Kraftwerk bei Kembs — Anzapfungsstelle für die folgenden sieben Kraftwerke — nicht zugestimmt werden sollen. Auch lassen sich die Bedenken gegenüber einer Hemmung der Sinkstoffbewegung infolge der Überstauung des Rheinbettes bei Basel auf eine Länge von 9 km nicht unterdrücken, wenn auch diese Bewegung seither als mäßig eingeschätzt wurde und neuerdings noch durch die Stauanlagen im Rhein oberhalb Basel abgeschwächt wird.

Das nach Artikel 358 Frankreich eingeräumte und zwischen den äußersten Punkten der französischen Grenze geltende „Recht zur Speisung der gebauten oder noch zu bauenden Schiffahrts- und Bewässerungskanäle oder für jeden anderen Zweck Wasser aus dem Rhein zu entnehmen“, ist an die tatsächliche Voraussetzung geknüpft, daß „weder im Rheinbett noch in den etwa an seine Stelle tretenden Ableitungen die Schiffbarkeit beeinträchtigt oder die Schiffahrt erschwert wird“.[4]) Danach besteht die Entscheidung der Zentralkommission vom 29. April 1925 zu Unrecht, sie erfolgte unter dem Schatten des Versailler Diktates und läßt dessen Absicht offen erkennen: Durch eine Kraftwasserstraße, die den Verkehr auf einer regulierten Rheinstrecke Straßburg—Basel lahmlegen, der Schiffahrt große Hemmungen bereiten und die Entwicklung der gesamten Rheinschiffahrt schädigen würde, soll Straßburg als Endpunkt der Großschiffahrt auf dem Rhein erhalten bleiben, für die Schweiz und einen größeren Teil Deutschlands sowie späterhin auch für Österreich als Bodenseeuferstaat die Verbindung mit der abwärts Straßburg gelegenen Rheinstraße erschwert und das rechtseitige Ufergelände des Rheins von Basel bis in die Gegend von Kehl von der Rheinstraße abgeschlossen werden. Dies alles zu dem Zweck, den Rheinverkehr über Straßburg auf französisches Gebiet zu leiten, Deutschland wirtschaftlich niederzuhalten und die Schweiz verkehrspolitisch in Abhängigkeit von Frankreich zu bringen.

Die besonderen Bedingungen der Zentralkommission für die Durchführung der Rheinregulierung entnehme ich einer Abhandlung von E. Payot über „Die Straßburger Resolution vom 29. April 1925“.[5]) Dort heißt es unter Ziffer 1: „Die Regulierungsarbeiten im Rhein zwischen Istein und Straßburg sollen abschnittweise von Straßburg rheinaufwärts ausgeführt werden, dürfen aber gleichzeitig auf zwei verschiedenen Strecken in Angriff genommen werden: Die eine unmittelbar anschließend an die Regulierungsstrecke Straßburg—Sondernheim und die

[1]) Bertschinger, „Die Niederwasserregulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel nach dem Ausführungs-Entwurf 1924“. Schweiz. Bauztg. 1925, Bd. 85, Nr. 14 u. 15.

[2]) Die Angaben über das Kraftwerk bei Kembs und die folgenden Angaben über die mit der Bauausführung und dem Betrieb einer Kraftwasserstraße verbundenen Gefahren und Schädigungen entnehme ich: Contag, „Das Rheinkraftwerk unterhalb Basel und die Rheinschiffahrt“, Zeitschr. für Binnenschiffahrt 1925, S. 178 bis 183.

[3]) Unter dem Zeichen —n— erschienen: „Die Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel bis Straßburg, Stimmen zu dem französischen Plan des Seitenkanals“, hier: „Die Rheinschiffahrtsinteressen“, Zentralbl. d. Bauverw. 1925, S. 138 bis 140. Von mir unter dem Zeichen R erschienen: „Die Kraftwasserstraßen“, Süddeutsche Bauztg. 1922, S. 218 bis 220.

[4]) Peters, „Die Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel bis Straßburg, Stimmen zu dem französischen Plan des Seitenkanals“. Hier: „Die Rechtslage“, Zentralbl. d. Bauverw. 1925, S. 140 u. 141.

[5]) Schweiz. Bauztg. 1925, Bd. 85, S. 256 bis 259.

andere von einem Punkte aus, der sich am unteren Ende der Erosionsstrecke in der Gegend von Hartheim[6]) befindet; immerhin können von der oberen Strecke aus die Arbeiten sowohl stromaufwärts gegen Istein hin als auch stromabwärts gegen Straßburg hin gleichzeitig ausgeführt werden." Payot beklagt mit Recht die Einschränkung der im vorgelegten Bauentwurf angenommenen Arbeitsweise, die eine Verzögerung der Durchführung ergäbe. Mit Rücksicht auf den starken Widerstand einzelner Delegationen hätte jedoch diese Abänderung wohl oder übel in Kauf genommen werden müssen, wollte man nicht das Ganze gefährden. Also auch die Entscheidung über die Art des Baubetriebes wurde von einer politischen, auf eine Verzögerung der Rheinregulierung oberhalb Straßburg eingestellten Erwägung beherrscht.

Unter Ziffer 2 der besonderen Bedingungen wird sodann folgendes bestimmt: „Die Genehmigung des Regulierungsprojektes durch die Zentralkommission hat zur Voraussetzung eine Verständigung zwischen Deutschland und der Schweiz zur Übernahme folgender Garantie: a) daß alle nötigen Vorkehrungen getroffen werden, um während der Ausführung der Regulierungsarbeiten die Schiffahrt möglichst wenig zu behindern; b) daß diejenigen, die die Regulierung zwischen Straßburg und Basel auszuführen sich verpflichten, auf eigene Kosten Schädigungen beheben, die sich für den bereits regulierten Schiffahrtsweg unterhalb Straßburg durch die Ausführung und durch das Bestehen der Regulierung oberhalb Straßburg ergeben könnten." Dazu bemerkt Payot, daß die Bedingung unter a) selbstverständlich, die unter b) aber ernsterer Natur sei. Es sei jedoch verständlich, daß diejenigen, die ein Interesse daran hätten, daß „der heute bestehende angenäherte Gleichgewichtszustand der Regulierungsstrecke Straßburg—Sondernheim" durch die oberhalb ausgeführten Arbeiten nicht gestört werde, diese schützende Bestimmung verlangten. Genau die gleiche Garantie hätte Frankreich für den Seitenkanal übernehmen müssen, da auch dieser eine Änderung des Regimes der oberen Flußstrecke bewirke und sich daher ebenfalls ein Einfluß auf die unterhalb Straßburg liegende Regulierungsstrecke bemerkbar machen könnte.

Die Begründung der ernsten Natur der unter Ziffer 2b angegebenen Bedingung liegt darin, daß sich die fließenden Gewässer, die in einen frei beweglichen Boden eingebettet sind, niemals dauernd in einem Gleichgewichtszustande befinden und die Vorgänge in den Flußbetten auf die Vernichtung des Gefälles hinarbeiten. Im allgemeinen sind daher die Maßnahmen zu deren Verbesserung darauf zu richten, den natürlichen Entwicklungsgang so wenig wie möglich zu beschleunigen, da dann die unvermeidlichen Änderungen in der Höhenlage der Flußsohle von den Uferbewohnern am leichtesten ertragen werden. Diesem Grundsatze widerspricht die im vorigen Jahrhundert an den stark strömenden, geschiebeführenden und zerfaserten Flüssen angewandte Bauweise. Durch Kürzungen mit zahlreichen Durchstichen wurde ein kanalartiges Bett mit stärkerer Strömung geschaffen, dessen Ufer in gerader oder schwach gekrümmter Richtung verlaufen, ab und zu unterbrochen von stärkeren Krümmungen oder Windungen, deren Bestand aus rein örtlichen Verhältnissen zu erklären ist. Damals war kein anderes Mittel bekannt, den Ausschreitungen eines geschiebeführenden, frei beweglichen Flusses mit Erfolg zu begegnen, und keine Bauweise erprobt, solchen Flüssen einen geschlossenen und gewundenen Lauf, wie er im Naturzustande bei guter Ausbildung besteht, wiederzugeben und damit die wirtschaftliche und gesundheitliche Not in den Niederungen zu beheben. Auch am Oberrhein mußte nach Tullas Vorschlag der Sprung ins Dunkle gewagt werden.

In jedem kanalartigen und für die Ableitung des Niederwassers zu breiten Flußbett finden sich sogen. wandernde Kiesbänke, die auch bei reichlichem Niederwasser einen regelmäßigen Betrieb der Schiffahrt verhindern. Was zu geschehen hat, um ein solches Flußbett für die Schiffahrt tauglich zu gestalten, ergibt sich aus folgenden Beobachtungen: In S-förmig gewundenen Flußstrecken, in denen der Stromstrich eine derart beharrende Leitung findet, daß nur die von der Stärke der Wasserführung abhängigen Schwankungen eintreten und der Stromstrich sonach bei allen Wasserständen der Richtung der Hohlufer folgt, zeigt die Niederwasserrinne eine regelmäßige Form und nur geringe Schwankungen in ihrer Ausbildung. In längeren Flußläufen, die S-förmige Windungen von verschieden starker Streckung und auch gerade verlaufende Ufer von großer Länge aufweisen, ist zu beobachten, daß die Beharrung des Stromstriches mit der Streckung der gewundenen Ufer abnimmt und sich der Stromstrich an einem Hohlufer, das von zwei langen geraden Uferstrecken begrenzt ist, nicht dauernd zu halten vermag. Mit der Abnahme seiner Beharrung vergrößert sich der Spielraum für den Abfluß des Niederwassers zwischen den beiden Ufern, und in gleichem Sinne nimmt die Beweglichkeit der Niederwasserrinne und die Pendelung des Talweges zu. Die Festlegung des Stromstriches nach einer schlangenförmig gewundenen Richtung bildet sonach das Grundelement zur Regelung einer für die Schiffahrt günstigen Bewegung und Lagerung der Geschiebe. Ebenso ist aus den Beobachtungen zu folgern, daß der Stromstrich mit um so geringerer Gewaltanwendung und mit um so größerem Erfolg festzulegen ist, je mehr die auszubauenden Windungen den Stromverhältnissen entsprechen.[7]) Daraus ergeben sich gleichfalls Bedenken gegen die vorausgenannte Ziffer 2b.

Die am Oberrhein nach Honsell und Willgerodt angewandte Bauweise zur Regulierung ist ein Ergebnis der eigenartigen Bestimmung der Regelquerschnitte der neuen Niederwasserrinne hinsichtlich ihrer Ausmaße sowie ihrer Lage im Mittelwasserbett. Die Bestimmung der Ausmaße stammt von Prof. Sayer, der angenommen hatte, der Oberrhein wäre wie ein Wildbach durch den Einbau eines festen Gerippes, das eine „Festlegung der Kiesbänke" bezwecken sollte, zu behandeln.[8]) Unter der Voraussetzung eines unveränderlichen, auch in der Sohle befestigten Querschnitts konnten die trapezförmigen Regelquerschnitte nach einer hydraulischen Formel berechnet werden, wie dies auch Sayer in seiner als Manuskript veröffentlichten Abhandlung über die Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins vom März 1895 angibt. Diese Berechnungsart, zu der Sayer die Ganguillet-Kuttersche Formel benutzte, übernahm Honsell[9]) und späterhin auch Willgerodt, jedoch ohne die Annahme einer Wildbachbehandlung. Mit der Annahme einer frei beweglichen Sohle aber verlor die Sayersche Querschnittbestimmung ihre Berechtigung. Der Berechnung am nächsten stehen die Regelquerschnitte für die Wendepunkte der neuen Fahrwasserrinne. Sie werden beiderseits von Buhnen begrenzt und zeigen einen schalenförmigen Querschnitt. Die Begrenzung nach Willgerodt in der oberen, von der elsaß-lothringischen Bauverwaltung ausgeführten, 40 km langen Teilstrecke verläuft flacher als die Begrenzung nach Honsell in der unteren, von der badischen Bauverwaltung ausgeführten, 45 km langen Strecke. Die flachere Begrenzung verdient den Vorzug.[10])

Eine weitere Fehlerquelle entspringt aus der zu weitgehenden Nachahmung der dreieckförmigen Ausbildung der Querschnitte des unregulierten Talweges in den Kolkstrecken, wenn auch unter schätzungsweiser Abminderung der Kolktiefen.[11]) Die Lage der neuen Fahrrinne in den Scheitelpunkten wurde hart an einem der bestehenden, zweimalig geböschten, also immerhin steilen Ufer angenommen und von diesem Ufer weg eine Grundschwelle vorgesehen, die mit ihrer Wurzel nach Honsell 1 m, nach Willgerodt 2 m unter der normalen Sohle liegt und in beiden Fällen mit einer Neigung von 1 : 20 abfällt. In diesem Falle wäre die höhere Lage der Grundschwelle nach Honsell, die eine geringere Auskolkung der Sohle zuläßt, vorzuziehen. Die gegenüberliegende Begrenzung wird durch eine 70 m lange Buhne gebildet, die vom Ufer weg zum Stromstrich hin um 1 m und von ihrem 50 cm unter dem normalen Niederwasser gelegenen Kopfe aus mit einer Neigung von 1 : 20 abfällt. Der Längenschnitt des Talweges in einem schlangenförmig gewundenen Flußlauf mit beharrendem Stromstrich zeigt nun wesentlich geringere Unterschiede in seinen Tiefen als in einem Flusse mit wandernden Kiesbänken, die, mitten im Flußbette lagernd, bei Niederwasser einen heftigen Anfall des Stromes an die steilen Ufer und dadurch tiefe Kolkungen längs dieser Ufer verursachen. Dies wäre zu berücksichtigen gewesen. Dagegen führte die im Scheitelquerschnitt (Kolkquerschnitt) angenommene Lage der neuen Fahrrinne an steiler Uferböschung zur künstlichen Erhaltung tiefer, der Talwegausbildung in Strecken mit wandernden Kiesbänken eigentümlicher Kolke und damit zu einer Einschnürung der neuen Niederwasserrinne. Wie die Fahrtiefen, so wären auch das Wasserspiegelgefälle sowie die Gegensätze in den Geschwindigkeiten mehr auszugleichen gewesen, als dies nach der Bauweise von Honsell und Willgerodt geschehen konnte.

Längst bekannt ist nach den Erfahrungen an norddeutschen Flüssen, daß flach abfallende Buhnen, gegen die der Strom anfällt, der beweglichen Sohle eine abgeglichenere Form zu geben vermögen als steile Uferbauten, an deren Fuß sich bei der gedachten Strömung die größte Tiefe im Flußquerschnitt befindet. Dagegen bestand in Süddeutschland die Anschauung, es seien die Uferbauten in den geschiebe-

[6]) 48 km unterhalb der alten Rheinbrücke in Basel, gemessen in der Strommitte. Auch die folgenden Angaben über Stromlängen sind auf diese Brücke bezogen und entnommen den Planbeilagen zu dem Werke: „Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse" im Auftrage der Reichskommission zur Untersuchung der Rheinstromverhältnisse herausgegeben von dem Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden, Berlin 1889, Ernst & Korn.

[7]) Vergl. die Abhandlung von Karl Lüders, „Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen". „Die Bautechnik" 1925, Heft 53, S. 735 bis 743.

[8]) Diese Abhandlung erweitert dem vorliegenden Zweck entsprechend meine Abhandlung: „Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung". „Die Bautechnik" 1925, Heft 29, S. 398 bis 401, mit 6 Abb. sowie mit Angabe zugehöriger Veröffentlichungen.

[9]) Der Honsellsche „Entwurf für die Verbesserung des Fahrwassers in der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg". Winter 1896/97, S. 45 bis 51.

[10]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 12: „Übergangsprofil *J*" nach Honsell auf S. 135, r. Sp., nach Willgerodt auf S. 138, l. Sp.

[11]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 12, S. 135, l. Sp., Zeile 5 v. o. u. f., sodann S. 137, r. Sp., Zeile 19 v. o. u. f.

führenden, stark strömenden Flüssen zur möglichsten Verbilligung so steil herzustellen, wie dies das verwendete Material zuläßt. Und nach den ungünstigen Erfahrungen mit steil geböschten Buhnen wurden Parallelbauten den Buhnen vorgezogen.[12]) Dieser Bauregel widersprach das Ergebnis meiner ausgedehnten baulichen Versuche im Oberrhein in den Jahren 1877 bis 1881: Die Flußbauten sind auch bei großer Wassertiefe von den in starker Strömung und in großer Entfernung von der Baulinie verankerten Senkfaschinenschiffen aus mit entsprechenden Kosten plangemäß herzustellen, sodann ist ein schalenförmiger Anschluß der beweglichen Sohle an das Ufer durch seine, über eine zweimalige Böschung hinausgehende Verflachung zu erzielen und also auch die Entstehung abnormer Tiefen durch flachgeböschte Ufer zu verhindern. Erst nach dem Ergebnis meiner Versuchsbauten konnte der 1878 veröffentlichte Gedanke des preußischen Regierungs- und Baurates Opel, die Fahrrinne des Oberrheins durch buhnenartige Einbauten in das Mittelwasserbett zu regulieren, weiterverfolgt werden. Nach den Erfahrungen mit flachgeböschten Ufern ergibt sich ferner noch die wichtige Tatsache, daß die Bewegung und Lagerung der Geschiebe und also die Umformung einer Niederwasserrinne nicht allein von der Grundrißform der Uferlinien, sondern auch von der Böschungsanlage der das Niederwasserbett begrenzenden Bauten beeinflußt wird. Die letztere Maßnahme läßt sich in einem kanalartigen Flußbett dadurch zur Wirksamkeit bringen, daß der Grad der Verflachung der bestehenden Ufer je nach der dem Stromstriche zu gebenden Richtung bemessen wird.

Zur Verflachung der Ufer genügen einzelne Rippen, die von Niederwasserhöhe aus und unmittelbar vom bestehenden Ufer weg flach gegen den Stromstrich hin abfallen und deren gegenseitige Entfernung sich nach der Richtung und Stärke der Strömung bemißt. Sie erhalten in jedem Flußquerschnitt durch einen Scheitelpunkt der Talwegkrümmung von dem den Talweg begrenzenden Ufer aus einen Abfall von etwa 1:6 und auf dem gegenüberliegenden Ufer einen solchen von etwa 1:20. Auf der Uferseite, auf der sich ein Krümmungsscheitel befindet, sind von diesem aus flußaufwärts und flußabwärts bis zu dem nächsten durch einen Scheitelpunkt gehenden Querschnitt die Rippen mit einem von 1:6 bis auf 1:20 allmählich zunehmenden Abfall auszuführen. Für das gegenüberliegende Ufer besteht das umgekehrte Verhältnis. Auch durch eine Änderung der Wurzelhöhe der Rippen läßt sich die Ausbildung der Windungen des neuen Niederwasserbettes beeinflussen. Der Abfall der Rippen längs der Uferstrecken, an die der Strom anfällt, ist zur Erzielung eines guten Anschlusses an die Form des neuen Flußbettes nach der Tiefe zu abzuschwächen. Das voraus angegebene Böschungsverhältnis 1:6 ist daher als Mittelwert zu betrachten. Zur besseren Leitung der anfallenden Strömung empfiehlt es sich, den Raum zwischen den betreffenden Rippen mit schwerem Geschiebe oder sonstwie auszufüllen.

Von einer Verflachung der bestehenden Ufer in dem angegebenen Sinne unterscheidet sich die Honsell-Willgerodtsche Bauweise auch dadurch, daß die nach dieser Bauweise weit in das Mittelwasserbett hineinragenden Buhnen das Bett schroff in zwei Räume teilen und somit einen raschen Wechsel in den Geschwindigkeitsgrößen und heftige Wirbelströmungen veranlassen. Dagegen nehmen bei einer Begrenzung des Mittelwasserbettes mit flachen Uferböschungen die Geschwindigkeiten in den aufeinanderfolgenden Teilen eines Querschnittes gleichmäßiger zu oder ab und steigen zu einer geringeren Stärke an. Infolge der gleichmäßigeren Wasserbewegung wird eine günstigere Ausnutzung der Niederwasserrinne für die Schiffahrt erreicht werden können.

Zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit der zwischen flachen Ufern eingebettete Fahrrinnen wird in der zu untersuchenden Flußstrecke bei einem Wasserstand, der dem im Regulierungsplan angenommenen normalen Niederwasser möglichst nahegelegen ist, ein Querschnitt sowie die dazugehörige Abflußmenge gemessen. Sodann wird in den dargestellten Querschnitt die geplante Verflachung der Ufer und zwischen diesen, gestützt auf Beobachtungen über die Formung beweglicher Flußbetten, die neue Bettsohle eingezeichnet. Die der Tiefenlage dieser Sohle entsprechenden Oberflächengeschwindigkeiten sowie die mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Abteilungen des Querschnittes sind nach Messungen zu ermitteln, die bei Niederwasser und in einer nicht allzu großen Entfernung von dem in Untersuchung gezogenen Querschnitt ausgeführt wurden. Danach ist die Abflußmenge für den schätzungsweise eingezeichneten Querschnitt zu berechnen. Nach wenigen Versuchen wird ein Querschnitt gefunden werden, der die gleiche Wassermenge abführt wie der ursprüngliche Querschnitt und eine für die Schiffahrt taugliche Form aufweist. Auch das angegebene Verfahren kann jedoch nur zur allgemeinen Beurteilung des Wertes eines rippenförmigen Einbaues dienen und namentlich als Beweis dafür, daß das Niederwasserbett bei seiner Umformung nicht eingeschnürt wird. Das Ziel, eine den Stromverhältnissen vollauf entsprechende Fahrrinne zu gewinnen, wird nur durch den versuchsweisen Ausbau eines Flußüberganges erreicht werden. Es ist zu bedauern, daß am Oberrhein für dieses praktische Vorgehen von Anfang an eine Abneigung bestanden hat.

Daß es ohne schädlichen Einfluß auf die benachbarten Flußstrecken angängig ist, einzelne Übergänge versuchsweise zu regulieren und somit auch nachteilig ausgebildete Flußübergänge für sich zu verbessern, beweist die Ausbildung des Talweges in der Stromwindung bei Dettenheim (Sondernheim). Vor der Regulierung bestanden bei Niederwasser noch im oberen Teil der Windung mitten im Bett hoch über Niederwasser aufragende Kiesbänke, die sich bei Anschwellungen auflösten. Trotz der krassen Umbildung befand sich der stromabwärts unmittelbar anschließende Talweg infolge seiner dauernden Lage am Hohlufer auch dauernd in einem guten Zustande. Solche Erscheinungen treten besonders auffallend an der stark gekürzten Donau zwischen Ulm und der Weltenburger Enge oberhalb Kelheim auf. Wiederholt finden sich S-förmig gewundene Flußstrecken mit beharrendem Stromstrich, mit Kiesbänken, die an die ausbiegenden Ufer angeschlossen sind, und mit gut ausgebildetem Talweg zwischen Strecken mit wandernden Kiesbänken, einerlei, ob sich die betreffenden Flußstrecken in der Erhöhung oder Vertiefung befinden. Gerade das Verhalten der Donau bestärkte mich in meinem wiederholt gemachten Vorschlage, zur leichteren Festlegung des Stromstriches in einem kanalartigen Flußbett stellenweise eine S-förmig gewundene, über das bestehende Mittelwasserbett hinausreichende Fahrwasserrinne einzuschalten, wozu namentlich bei den Überquerungsstellen der Altwasser Gelegenheit gegeben wäre.[13]) (Schluß folgt.)

[12]) Frauenholz, „Das Wasser mit bezug auf die wirtschaftlichen Aufgaben der Gegenwart". München 1881, Theodor Ackermann. S. 43 u. 44.

[13]) Süddeutsche Bauztg., München 1912, S. 75.

Über die Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldthafen in Berlin.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- u. Baurat Dr.-Ing. **Herbst** (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen).

Zurzeit wird in einem Hauptverkehrspunkte Berlins ein Bauwerk hergestellt, das einerseits für die Schiffahrt auf den Berliner Reichs-Wasserstraßen von großer Bedeutung ist, anderseits ingenieurtechnisch und städtebaulich so viel Beachtenswertes bietet, daß eine kurze Erörterung an dieser Stelle dem Leserkreise willkommen sein dürfte.

Die Verbindung der Spree mit dem Humboldthafen bestand vor dem gegenwärtigen Umbau aus zwei normalen, 6,75 m weiten Schiffsdurchlässen und einer schrägen, 8,3 m weiten Durchfahrt; die ersteren sind für den Verkehr mit Finowkähnen bei dem in den Jahren 1848 bis 1866 staatsseitig ausgeführten Bau des Spandauer Schiffahrtkanals mit der Überführung des Friedrich-Karl-Ufers und mit der in ihrer Mitte normal anschließenden über die Spree führenden (1900 umgebauten) Alsenbrücke angelegt worden; die schräge Einfahrt wurde für den Verkehr größerer Schiffsgefäße im Jahre 1898 eingebaut. (Die Anordnung der Hafeneinfahrten nebst weiterer Umgebung siehe in Abb. 1.)

Die Unterhaltung der beiden Straßenüberführungen liegt der Stadtgemeinde Berlin ob, die am 1. Januar 1876 nach besonderem Vertrage mit dem preußischen Fiskus die Neubau- und Unterhaltungslast von Brücken und Straßen in Berlin übernommen hat.

Bei der vor nunmehr 75 Jahren nach den städtebaulichen und verkehrstechnischen Auffassungen und Verhältnissen jener Zeit erbauten Anlage schränkten die Enge und die ungünstige Lage der Öffnungen, der mauerähnliche Abschluß der Spree gegen den Hafen sowie das an den Widerlagern sich senkende Bogentragwerk der Alsenbrücke und der starke Mittelpfeiler beider Überführungen Freiheit und Sicherheit der Schiffsbewegung stark ein. Die Einfahrt und Ausfahrt wurde, zumal bei Sturm und starker Strömung sowie bei lebhaftem Lösch- und Ladegeschäft an den Ufern der nur 50 m breiten und stark gekrümmten Spree sowie im Hafen, nicht nur für die Einzelkähne von 250 bis 600 t Ladefähigkeit, sondern auch für Schleppzüge und die 65 m langen, 7 m breiten Eilgutdampfer immer beschwerlicher und gefährlicher. Die Uferüberführung nebst anschließendem Straßengelände lag rd. 5,30 m über dem Hochwasser der Spree und rd. 4,60 m über den Uferstraßen. Ansichten der alten Uferüberführung und der Wasserstraße zeigen die Abb. 3 u. 4.

Die gründliche Verbesserung des Schiffsweges in zeitgemäßer Form an diesem wichtigen Verkehrsknotenpunkte der Berliner Wasserstraßen, wo sich — zwischen Lehrter und Stettiner bezw. Anhalter und Potsdamer Bahnhof — im Hafen und an den benachbarten Spreeufern ein reger

[1]) Siehe auch die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik" 1924, Heft 49 bis 51, 1925, Heft 10, S. 111, ferner in der „Zeitschrift für Binnenschiffahrt" vom 15. September und 15. Oktober 1924.

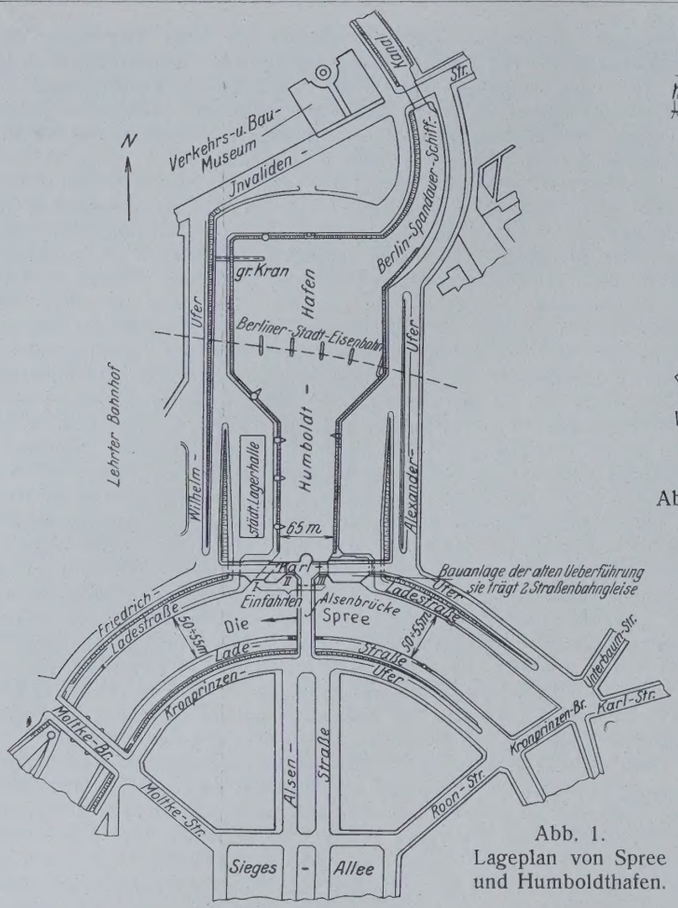


Abb. 1.
Lageplan von Spree und Humboldthafen.

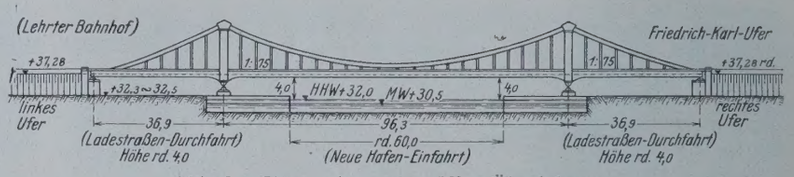


Abb. 2. Skizze der neuen Ufer-Überführung.

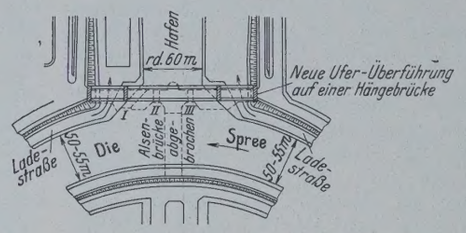


Abb. 1a. Die Einfahrt zum Hafen nach Umbau.

Stück- und Massengutverkehr entwickelt hatte, wurde schließlich zu einem dringenden Bedürfnis, zumal die alte Uferüberführung mit ihren gerissenen, schweren Unterbauten und gußeisernen Überbauten wegen allgemeiner Baufälligkeit eine sichere Überführung des Straßenverkehrs weiterhin nicht gewährleisten konnte. Die Staatsbauverwaltung sah sich deshalb veranlaßt, hier sobald wie möglich Abhilfe zu schaffen; sie trat mit der unterhaltungspflichtigen Stadt Berlin wegen eines zeitgemäßen Umbaues 1908 in Verhandlungen ein. Diese führten zunächst zu keinem befriedigenden Ergebnis und wurden dann durch den Krieg und seine Folgeerscheinungen unterbrochen und erschwert. Sie konnten erst im Jahre 1922 und 1923 wieder ernstlich aufgenommen werden; sie wurden dann ununterbrochen gefördert, als die Baufälligkeit der Uferüberführung im August 1924 zu einer Sperrung des Straßenverkehrs führte.

Die geeignete Lösung für einen allen Ansprüchen genügenden Umbau machte viele Entwurfserwägungen erforderlich, weil bei den eigenartigen Verhältnissen, u. a. bei dem geringen Höhenunterschiede von Straßenplanum und Wasserspiegel, der Ausgleich der sich widerstreitenden Belange des Straßen-, Umschlag- und Wasser-Verkehrs — auch mit Rücksicht auf eine gefällige Gesamterscheinung des Bauwerks im Stadtbilde — sich schwer durchführen ließ.

Für den Umbau der Einfahrt war es eine Hauptbedingung, der Schiffahrt — auch für den zukünftigen Verkehr mit 1000-t-Schiffen — eine möglichst unbeschränkte Freiheit und Übersicht bei 4 m Durchfahrthöhe über Hochwasser zu schaffen, zugleich die sichere und bequeme Überführung des Uferstraßenverkehrs mit geringster Bauhöhe und guten Übergängen zu ermöglichen!

Die Entwürfe haben nach den Verhandlungen zwischen Staat und Stadt in den Jahren 1924 und 1925 schließlich zu einer Lösung geführt, die dem Verkehr zu Wasser und zu Lande sowie dem Ladegeschäft auf den Ufern gerecht wird, die natürliche Vorflut nicht stört und einen wirkungsvollen Abschluß des Blickes von der Sieges-Allee gestattet.

Es sind nach dem von den Aufsichtsbehörden grundsätzlich genehmigten Entwurf, der in Abb. 1a u. Abb. 2, (Brückenbild) skizzenhaft dargestellt ist, für eine geräumige Schiffseinfahrt von rd. 60 m Weite der Abbruch der Alsenbrücke und der alten Uferüberführung, ferner eine Zurückverlegung der anstoßenden Uferstraßen sowie die neue Überführung des Friedrich-Karl-Ufers auf einer von vier Pfeilern getragenen, etwa 170 m langen und 18 m breiten Hängebrücke vorgesehen, die die neue Durchfahrt nebst zwei Uferladestraßen in ausreichender Höhe mit Stützweiten von 96,30 m und je 36,90 m frei und gefällig überspannt.

Der Rücksicht auf eine geräumige Zufahrt zum Hafen, die eine volle Übersicht und sichere Bewegung der Schiffseinfahrt gestatten kann, sollte die Alsenbrücke nebst rechtem Pfeiler geopfert, ihr verhältnismäßig schwacher

Abb. 3. Ansicht der alten, jetzt abgebrochenen Ufer-Überführung mit den unteren Durchfahrten, von Spree abwärts gesehen.

Abb. 4. Ansicht der jetzt abgebrochenen Alsen-Brücke mit dem Mittelpfeiler rechts von Spree aufwärts gesehen.

Verkehr nach der benachbarten Moltke- und Kronprinzenbrücke geleitet werden.

Nach dem genannten Entwurf wurde die Bauausführung im Herbst 1925 von der Stadt Berlin in die Wege geleitet. Für die unentbehrliche Überführung des Fußgängerverkehrs über den Hafenmund wurde zunächst eine etwa 3 m breite Notbrücke errichtet, daraufhin der Abbruch der Spree-Alsenbrücke, der ganzen Uferüberführung und die Zurückverlegung der anstoßenden Ufer vorgenommen, im ganzen so gefördert, daß in wenigen Monaten das ganze Wasserbett für die neue Einfahrt geräumt war. Inzwischen konnte auch der Brückenneubau vorbereitet und im Unterbau bereits begonnen werden. Die ganze Anlage wird voraussichtlich Ende 1927 dem Verkehr übergeben werden können.

Die neue Verbindung zwischen Spree und Humboldthafen wird für die Berliner Schiffahrt eine große Erleichterung bedeuten und einen langersehnten Wunsch der Schiffahrttreibenden erfüllen. Möge sie den Berliner und Märkischen Reichswasserstraßen zum Vorteil gereichen, auch als eine Wohltat für die wasserwirtschaftlichen Pläne der Reichshauptstadt empfunden werden.

Gebrochene und gekrümmte Gleitflächen bei Aufgaben des Erddruckes.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **H. Krey**, Berlin.

Wir sind im allgemeinen gewohnt, mit ebenen Gleitflächen zu rechnen, sowohl bei der Rankineschen wie auch bei der Coulombschen Berechnungsweise. Das geschieht aber nur aus Bequemlichkeit, nicht etwa, weil wir es nicht besser wissen. Schon vor Jahrzehnten hat Prof. Kötter wissenschaftlich nachgewiesen, daß sich bei Annahme gekrümmter Gleitflächen ein ungünstigerer Erddruck ergeben kann als bei ebenen Gleitflächen. Auch das Arbeiten mit gebrochenen Gleitflächen ist uns nichts Neues. Wenn wir beispielsweise die in Abb. 1 dargestellte Stützmauer untersuchen, so nehmen wir hinter der Mauer eine Gleitfläche des aktiven Erddruckes CK und vor der Mauer eine Gleitfläche des passiven Erddruckes DM an, die beide ebensowohl gekrümmt wie eben sein können. Prüfen wir dann weiter die Standsicherheit der Mauer gegen Verschieben auf der Sohle CD unter Zugrundelegung des nach der vorherigen Annahme errechneten aktiven und passiven Erddruckes, so rechnen wir doch mit einer gesamten gebrochenen Gleitfläche $KCDM$, ohne uns Gedanken darüber zu machen, ob eine solche gebrochene Gleitfläche möglich oder wahrscheinlich ist.

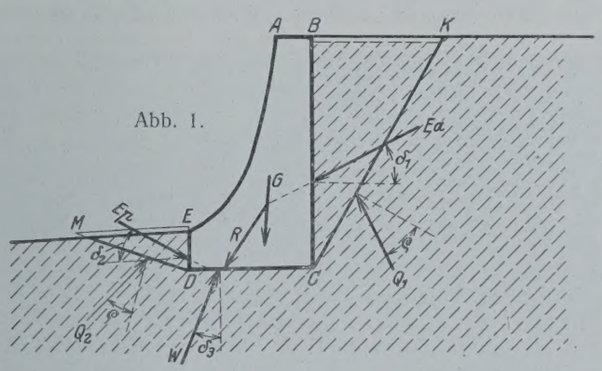


Abb. 1.

Auch die vielfach üblichen gebrochenen Hinterflächen von Stütz- und Futtermauern zwingen schon zu der Annahme gebrochener Gleitflächen, denn wir müssen mit Recht annehmen, daß die Erde beim Umfallen der Mauer an den Rückenflächen (abgesehen von den allzu flach geneigten Teilen) abwärts gleitet; die Rückenflächen bilden also Gleitflächen.

Nun müssen wir uns aber darüber klar sein, daß gebrochene Gleitflächen mit scharfen Kanten, wenn sie überhaupt möglich sein sollen, nur bei einem gewissen Zwange auftreten, wie ihn ja das gegenüber der losen Erde sehr viel festere Bauwerk bietet. In der gleichmäßigen Erde ohne Berührung mit den festen Teilen des Bauwerkes sind scharfe Ecken (oder Kanten) in den Gleitflächen nicht nur unwahrscheinlich, sondern unmöglich. Die Gleitflächen sind, wenn sie nicht aus einer Ebene bestehen können, nicht gebrochen, sondern gekrümmt. Trotzdem rechnen wir oft näherungsweise mit ebenen und mit gebrochenen Gleitflächen; das ist auch zulässig, wenn wir uns nur Rechenschaft darüber geben, nach welcher Seite und wie weit wir uns damit etwa von der Wirklichkeit entfernen. Auch das Rechnen mit krummen Gleitflächen bleibt eine Annäherung, solange wir die Art der wirklichen Krümmung nicht genau kennen und dafür irgendwelche Annahmen machen.

Ebene Gleitflächen sind nicht unmöglich; wir haben sie immer zu erwarten, wenn bei ebener Oberfläche der Hinterfüllung der Erddruck auf eine senkrechte Wand (bezw. der von einer senkrechten Wand ausgeübte Erddruck) parallel zur Oberfläche ist. Dieselbe Forderung wird bei beliebig geneigter Wand erfüllt, wenn der Druck auf die Wand so gerichtet ist, daß er (in der Spannungsellipse oder in Zusammensetzung mit dem überlagernden Erdgewicht) einer parallel zur Oberfläche gerichteten (Spannung oder) Kraft auf eine senkrechte Fläche entspricht. Das ist aber die Voraussetzung für die Rankinesche Berechnungsweise des Erddruckes.

A. Der Rankinesche Sonderfall.

Eine solche Richtung des Erddruckes ist möglich, aber im allgemeinen unwahrscheinlich. Da die Richtung des aktiven und passiven Erddruckes (d. h. also im Grenzzustande des Bruches) an der Wand nicht allein von der Bewegung der nachstürzenden oder ausweichenden Erde, als vielmehr von der Bewegung des umfallenden Bauwerkes in seinen Berührungsstellen mit der Erde gegenüber der nachstürzenden oder ausweichenden Erde abhängt, so müßte es ein Zufall sein, wenn diese Richtung gerade mit der Erdoberfläche hinter dem Bauwerke gleichgerichtet sein würde. Von allen möglichen Fällen bildet die Rankinesche Annahme einen einzigen Sonderfall.

Trotzdem hat dieser Sonderfall eine gewisse Bedeutung, weil in größerer Entfernung von der stürzenden oder angreifenden Wand sich die Spannungsverhältnisse in der Erde wahrscheinlich diesem Sonderfall wieder nähern und in ihn übergehen. Dadurch bekommen wir einen gewissen Einblick in die Krümmungsverhältnisse der Gleitflächen bei bekannter Erddruckrichtung an der Wand.

Bei der Annahme des Rankineschen Sonderfalles (Erddruck auf eine senkrechte Fläche = parallel zur Oberfläche oder, wie sich daraus ergibt, Druck auf eine parallel zur Oberfläche liegende Fläche = senkrecht) sind die Gleitflächen aus der Spannungsellipse bekannt. Ihre Neigung ϑ gegen die Wagerechte beträgt beispielsweise für einen größten Reibungswinkel ϱ und eine Neigung β der Hinterfüllung:

ϑ bei aktivem Erddruck.

	$\beta = +15°$	$+10°$	$+5°$	$\pm 0°$	$-5°$	$-10°$	$-15°$
$\varrho = 20°$	37° 40′	44° 10′	50° 5′	55° —	59° 55′	65° 20′	72° 20′
25°	46° 10′	50° 30′	54° 5′	57° 30′	60° 55′	64° 30′	68° 50′
30°	51° 55′	54° 50′	57° 30′	60° —	62° 30′	65° 10′	68° 5′
$32\frac{1}{2}°$	54° 15′	56° 55′	59° 5′	61° 15′	63° 25′	65° 35′	68° 15′
35°	56° 40′	58° 45′	60° 40′	62° 30′	64° 20′	66° 15′	68° 20′

ϑ bei passivem Erddruck.[1])

	$\beta = +15°$	$+10°$	$+5°$	$\pm 0°$	$-5°$	$-10°$	$-15°$
$\varrho = 20°$	67° 20′	55° 20′	44° 55′	35° —	25° 5′	14° 40′	2° 40′
25°	58° 50′	49° 30′	40° 55′	32° 30′	24° 5′	15° 30′	6° 10′
30°	53° 5′	45° 10′	37° 30′	30° —	22° 30′	14° 50′	6° 55′
$32\frac{1}{2}°$	50° 45′	43° 5′	35° 55′	28° 45′	21° 35′	14° 25′	6° 45′
35°	48° 20′	41° 15′	34° 20′	27° 30′	20° 40′	13° 45′	6° 40′

In weiterer Entfernung von der Wand ändert sich die Neigung des Erddrucks auf eine senkrechte Fläche dann nicht mehr.

In Abb.[2]) 2 sei ein Erdprisma $a\,b\,c\,d$ mit der Dicke Δ und der Länge 1 dargestellt, das durch zwei ebene lotrechte Seitenwände $a\,b$ und $c\,d$ von der Höhe h und unten durch eine zur Oberfläche parallele Ebene $b\,c$ begrenzt ist, während die Fläche $a\,d$ in der Oberfläche der Hinterfüllung liegt. Auf die Flächen $a\,b$ und $c\,d$ wirke nach der Voraussetzung parallel zur Oberfläche der Erddruck E beiderseits gleich und entgegengesetzt. Dann kann der Druck V auf die zur Oberfläche parallele Ebene $b\,c$ nur lotrecht sein, und zwar gleich dem Gewicht G des Erdprismas $= \gamma\, h\, \Delta$. Die Spannung auf die Flächeneinheit von $b\,c$ beträgt daher überall $\sigma = \dfrac{V}{b\,c} = \gamma\, h \cos\beta$.

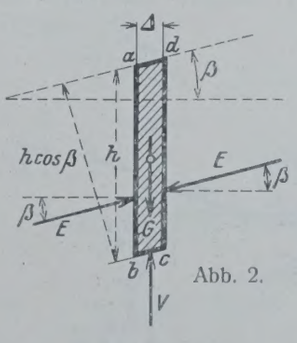


Abb. 2.

Da die Gleitflächen an der Wand nach der Voraussetzung diesem Spannungszustande entsprechen, so wird durch die Wand an diesem allgemeinen Spannungszustande nichts geändert. Auch an der Wand nimmt die

[1]) Die Größenangaben sind aus den vollständigen Tabellen der demnächst erscheinenden dritten Auflage meines Buches über Erddruck entnommen.

[2]) Sämtliche Abbildungen sind aus der demnächst erscheinenden Neuauflage meines Buches über Erddruck entnommen.

Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Fläche $= \gamma h \cos\beta$ mit der Tiefe gleichmäßig zu, und darum ist auch die Spannung auf die Wand selbst proportional der Tiefe.

Wir kommen zum folgenden Schlusse: Beim Rankineschen Sonderfall sind die Gleitflächen wahrscheinlich im ganzen Ebenen; die Erddruckverteilungsfläche auf eine ebene Wand ist dreieckförmig (vergl. unten Abb. 5a u. 6a Fläche $g\,h\,i$), der Erddruck auf die ganze Wand nimmt mit dem Quadrat der Tiefe zu und greift in zwei Drittel der Tiefe an. Dies gilt sowohl für den aktiven als auch für den passiven Erddruck, nur mit dem Unterschiede, daß die Neigung der Gleitflächen beim passiven Erddruck, wie die obigen Tabellen zeigen, erheblich flacher ist.

Diese Schlüsse gelten aber nicht mehr für alle anderen Fälle des Erddrucks. Wir können die anderen Fälle in zwei Hauptgruppen teilen, je nachdem δ nach der negativen oder positiven Seite von dem Rankineschen Sonderfall abweicht.

B. Die Gleitflächen und die Verteilung des Erddrucks für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand flacher geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall

(δ kleiner als β bezw. negativ).

Durch die Spannungsneigung δ an der Wand ist die Richtung der Gleitflächen an der Wand gegeben und aus der Spannungsellipse für bestimmte größte Reibungswinkel ϱ zu errechnen. Der Wandwinkel $\varkappa$ der Gleitfläche beträgt:

$\varkappa$ bei aktivem Erddruck.

	$\delta = +15°$	$+10°$	$+5°$	$\pm 0°$	$-5°$	$-10°$	$-15°$
$\varrho = 20°$	52° 20′	45° 20′	39° 55′	35° —	30° 5′	24° 40′	17° 40′
25°	43° 50′	39° 30′	35° 55′	32° 30′	29° 5′	25° 30′	21° 10′
30°	38° 5′	35° 10′	32° 30′	30° —	27° 30′	24° 50′	21° 55′
$32\frac{1}{2}°$	35° 45′	33° 5′	30° 55′	28° 45′	26° 35′	24° 25′	21° 45′
35°	33° 20′	31° 15′	29° 20′	27° 30′	25° 40′	23° 45′	21° 40′

$\varkappa$ bei passivem Erddruck.

	$\delta = +15°$	$+10°$	$+5°$	$\pm 0°$	$-5°$	$-10°$	$-15°$
$\varrho = 20°$	22° 40′	34° 40′	45° 5′	55° —	64° 55′	75° 20′	87° 20′
25°	31° 10′	40° 30′	49° 5′	57° 30′	65° 55′	74° 30′	83° 50′
30°	36° 55′	44° 50′	52° 30′	60° —	67° 30′	75° 10′	83° 5′
$32\frac{1}{2}°$	39° 15′	46° 55′	54° 5′	61° 15′	68° 25′	75° 35′	83° 15′
35°	41° 40′	48° 45′	55° 40′	62° 30′	69° 20′	76° 15′	83° 20′

Aus den mitgeteilten Werten ergibt sich, daß die Wandwinkel $\varkappa$ der Gleitflächen im allgemeinen für beliebige Wandneigung α und beliebige Erddruckrichtung δ nicht mit der Neigung der Gleitflächen beim Rankineschen Sonderfall zusammenstimmen können. An der Wand wird die Spannungsneigung des Erddruckes durch die beim Bruch sich ergebende Bewegung der Wand bestimmt; in größerer Entfernung von der Wand dagegen hört dieser Einfluß der Wand immer mehr auf, und die Spannungsneigung in der Erde geht allmählich in den Zustand des Rankineschen Sonderfalles über.

Dieses Umschwenken der Erddruckkräfte und die dadurch bedingte Verteilung des Erddruckes können wir uns in folgender Weise klarmachen:

1. Beim aktiven Erddruck.

In Abb. 3 ist wieder das schmale Erdprisma $a\,b\,c\,d$ mit der Dicke Δ, senkrechten Seitenwänden und parallelen oberen und unteren Begrenzungen wie in Abb. 2 dargestellt, aber mit dem Unterschiede, daß nur der Druck E auf die senkrechte Ebene $d\,c$ parallel zur Oberfläche angenommen ist (unter dem $\sphericalangle\,\beta$ gegen die Flächensenkrechte geneigt), während die Neigung des Druckes E_1 auf die Wand $a\,b$ unter einem kleineren Winkel δ ($\delta < \beta$, im vorliegenden Falle sogar negativ $= -\delta$ gezeichnet) gegen die Flächensenkrechte geneigt sein soll. Unter diesen Umständen muß die Neigung ϑ der Gleitflächen nach der Wand zu steiler werden, bis sie unmittelbar an der Wand in die dort vorhandene Neigung $\varkappa$ gegen die Wand übergeht.

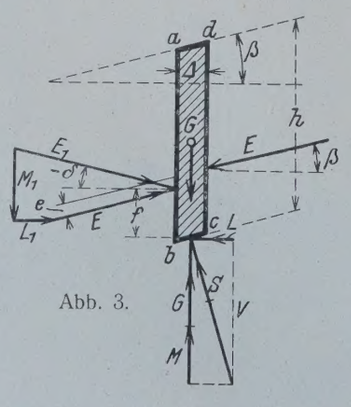


Abb. 3.

Die Gleitflächen sind also im allgemeinen keine Ebenen. Sie sind in diesem Falle beim aktiven Erddruck nach oben durchgebogen (vergl. unten Abb. 5b). Die Durchbiegung wird sich besonders in der Nähe der Wand bemerkbar machen und wird um so stärker sein, je weiter sich die Neigung des Erddruckes an der Wand von dem Rankineschen Sonderfall entfernt.

Zerlegen wir nun in Abb. 3 den Erddruck E_1 in eine Kraft genau gleich groß und entgegengesetzt gerichtet wie E und außerdem in die lotrechte und wagerechte Seitenkraft M_1 und L_1, und weiter die Kraft S in eine Kraft genau gleich groß und entgegengesetzt gerichtet wie das Gewicht des Erdprismas G und außerdem in die lotrechte und wagerechte Seitenkraft M und L, dann müssen, wenn Gleichgewicht vorhanden sein soll, $M = M_1$ und $L = L_1$ sein, und außerdem müssen die Momente gleich sein

$$L f = E e + M \frac{\Delta}{2}.$$

Wenn wir die Dicke Δ des Erdprismas nun sehr klein wählen, dann sind in der letzten Formel die Kräfte und Strecken $L_1\,M_1\,c$ und Δ sehr klein im Vergleich zu den übrigen Kräften und Strecken E und f. Das Glied $M\frac{\Delta}{2}$ ist daher eine sehr kleine Größe zweiten Grades und darf im Vergleich zu den anderen beiden Gliedern vernachlässigt werden. Die Gleichung lautet dann

$$L f = E e.$$

Daraus ergibt sich zweierlei: Einmal muß sich der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand weiter nach unten verschieben. Die Erddruckverteilung auf die Wand kann daher nicht mehr dreieckförmig geradlinig sein, sondern die Erddruckverteilungslinie ist hier nach innen (hohl) durchgebogen. Der Angriffspunkt liegt tiefer als $\frac{2}{3}\,h$.

Weiter ist die Kraft E_1 größer als E, weil sie sich aus E, L und M zusammensetzt. Die Erddruckverteilunglinie $g\,i$ (vergl. Abb. 5b) verläuft daher ganz außerhalb des Erddruckdreiecks $g\,h\,i_1$ für den Rankineschen Sonderfall.

Für größere Tiefen h nimmt E annähernd mit dem Quadrat der Tiefe, L und f annähernd mit der einfachen Potenz der Tiefe, also $L \cdot f$ auch mit dem Quadrat der Tiefe zu. Daraus können wir den wahrscheinlichen Schluß ziehen, daß sich der Abstand e des Angriffspunktes des Erddruckes an der Wand vom unteren Drittelpunkte der Tiefe bald einem annähernd festen Werte η_1 nähert. Damit würde gesagt sein, daß sich die Erddruckverteilungslinie bei größerer Tiefe h wahrscheinlich wieder einer Geraden nähert, die auf der senkrechten Grundlinie bei Verlängerung nach oben die Tiefe η_1 abschneidet (vergl. Abb. 5b, Strecke $g\,n$). Die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist größer als $\gamma h \cos\beta$.

2. Beim passiven Erddruck.

Die Schlüsse lassen sich in der gleichen Weise ziehen wie beim aktiven Erddruck. Sie sind kurz folgende:

a) Die Gleitflächen sind im ganzen keine Ebenen, sondern sie sind nach unten durchgebogen (vergl. Abb. 6b).

b) Die Verteilung des Erddruckes auf die Wand nach der Tiefe ist nicht geradlinig dreieckförmig. Die Verteilungslinie $g\,i$ biegt sich nach innen (hohl) durch; sie liegt ganz außerhalb des Erddruckdreiecks $g\,h\,i_1$ für den Rankineschen Sonderfall (Abb. 6b). Der Angriffspunkt liegt tiefer als $\frac{2}{3}\,h$.

c) Die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist größer als $\gamma h \cos\beta$.

C. Die Gleitflächen und die Verteilung des Erddruckes für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand mehr nach der positiven Seite des Winkels δ geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall.

Die Überlegungen knüpfen sich an Abb. 4. δ ist hier positiv und größer als β angenommen. Der Gedankengang ist der gleiche wie im vorigen Abschnitt. Es sollen hier nur kurz die Schlüsse zusammengestellt werden, die in Abb. 5c u. 6c dargestellt sind.

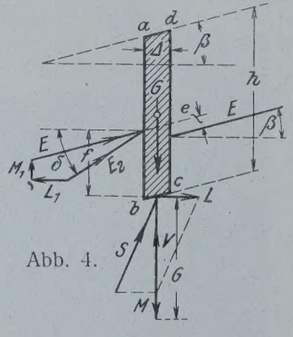


Abb. 4.

1. Beim aktiven Erddruck.

a) Die Gleitflächen sind im ganzen keine Ebenen. Sie sind in diesem Falle nach unten durchgebogen (vergl. Abb. 5c).

b) Die Verteilung des Erddruckes auf die Wand nach der Tiefe ist nicht geradlinig dreieckförmig. Die Verteilungslinie $g\,i$ biegt sich gewölbt nach außen durch. Sie liegt ganz innerhalb des Erddruckdreiecks $g\,h\,i_1$ für den Rankineschen Sonderfall. Der Angriffspunkt der Mittelkraft liegt höher als $\frac{2}{3}$ der Tiefe (vergl. Abb. 5c).

c) Die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist kleiner als $\gamma h \cos\beta$.

2) Beim passiven Erddruck.

a) Die Gleitflächen sind im ganzen keine Ebenen. Sie sind nach oben durchgebogen (Abb. 6c).

b) Die Verteilung des Erddruckes auf die Wand nach der Tiefe ist nicht geradlinig. Die Verteilungslinie $g\,i$ biegt sich wie beim aktiven Erddruck gewölbt nach außen durch. Sie liegt ebenfalls ganz innerhalb des Erddruckdreiecks $g\,h\,i_1$ für den Rankineschen Sonderfall. Angriffspunkt der Mittelkraft ebenfalls höher als $\frac{2}{3}$ der Tiefe (vgl. Abb. 6c).

c) Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist kleiner als $\gamma\,h\cos\beta$.

Abb. 5 u. 6 dürften im übrigen ohne weitere nähere Beschreibung verständlich sein. Unmittelbar hinter der Mauer ist die Form der Gleitflächen schematisch angedeutet, und zwar a) für den Rankineschen Sonderfall, b) beim Abweichen der Erddruckneigung δ nach der negativen Seite, c) beim Abweichen der Neigung δ nach der positiven Seite vom Rankineschen Sonderfall. Weiter rechts ist die Erddruckverteilung nach der Tiefe für diese drei verschiedenen Fälle schematisch dargestellt in ihrer grundsätzlichen Abweichung vom Rankineschen Sonderfall.

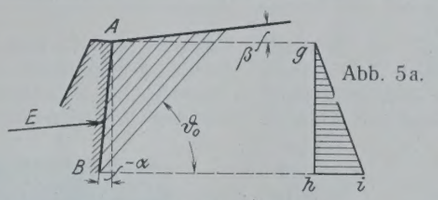


Abb. 5a.

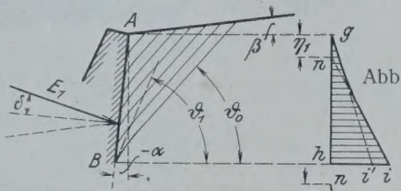


Abb. 5b.

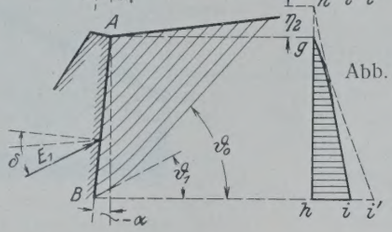


Abb. 5c.

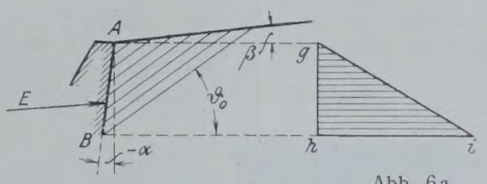


Abb. 6a.

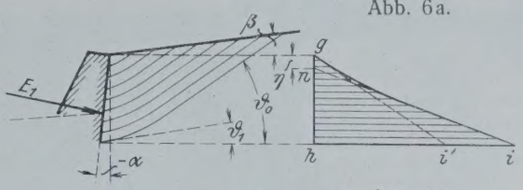


Abb. 6b.

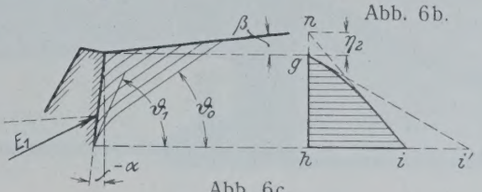


Abb. 6c.

Abb. 5 gilt für den aktiven, Abb. 6 für den passiven Erddruck.

D. Übereinstimmung der wissenschaftlichen Überlegungen mit der Wirklichkeit.

Beobachtungen an Versuchseinrichtungen zeigen nun, daß dieses Krümmen der Gleitflächen und Übergehen von einer Neigung in die andere, die beide durch äußeren Zwang gegeben sind, in Wirklichkeit oft auftritt. Besonders in die Augen fallend sind die Verhältnisse von Abb. 7.

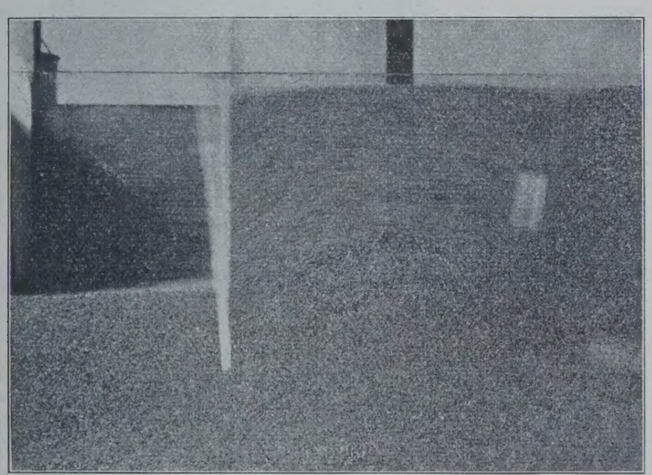


Abb. 7.

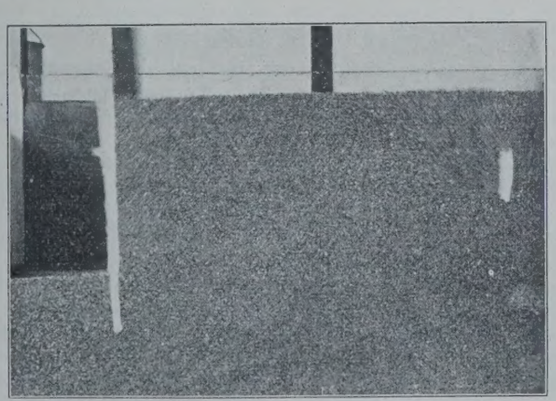


Abb. 8.

Hier war in einem kleinen Schaumodell eine verankerte Spundwand dargestellt, die durch eine äußere in Höhe der Verankerung angreifende Kraft zum Nachgeben gebracht wurde. Wäre die Ankerplatte genügend weit von der verankerten Wand entfernt angebracht gewesen, dann würden sich zwischen Ankerplatte und Wand unabhängig voneinander zwei verhältnismäßig steile Gleitflächen (für passiven und aktiven Erddruck) ausgebildet haben, wie sie die Überlegung und Rechnung ergibt und wie sie der Schauversuch in Abb. 8 auch deutlich erkennen läßt.

Bei geringerer Entfernung der Ankerplatte (Abb. 7) gehen aber die beiden Gleitflächen (für passiven und aktiven Erddruck) derart ineinander über, daß nur an der Ankerplatte und an der Wand die der Erddruckrichtung

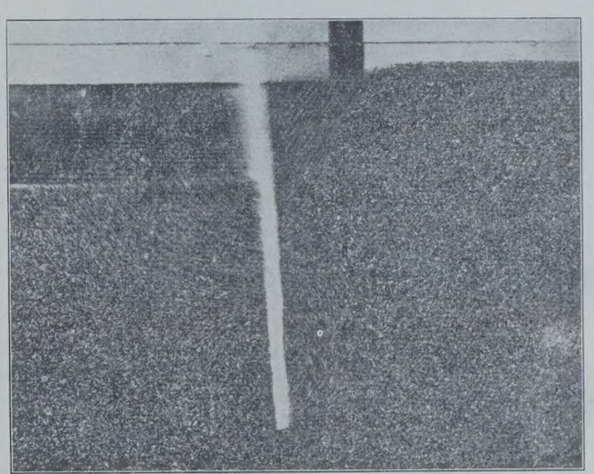


Abb. 9.

(die an der Ankerplatte durch die Ankerrichtung ganz einwandfrei gegeben ist und auch an der Wand geschätzt werden kann) entsprechende Neigung der Gleitflächen vorhanden ist, während sich zwischen beiden eine Krümmung einschaltet.

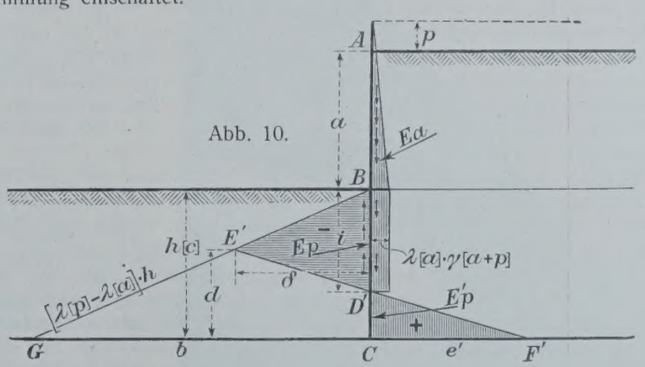


Abb. 10.

Zur näherungsweisen Berechnung der Standsicherheit solcher Verankerungen in geringer Entfernung legt man meist zwei nach Coulomb ermittelte Gleitflächen bis zu ihrem Schnittpunkte oder eine die untere Kante von Ankerplatte und Stützwand verbindende Ebene zugrunde. Es steht aber auch nichts im Wege, zwischen beiden Kanten Kreisbogen

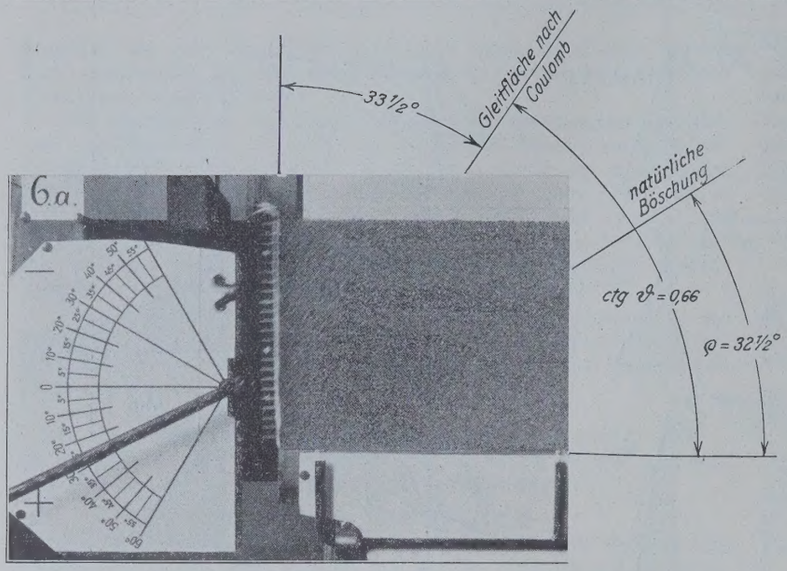


Abb. 11.

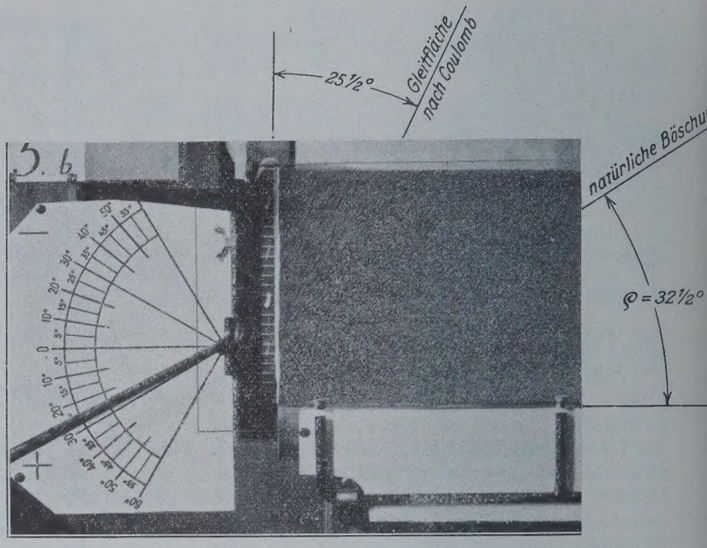


Abb. 13.

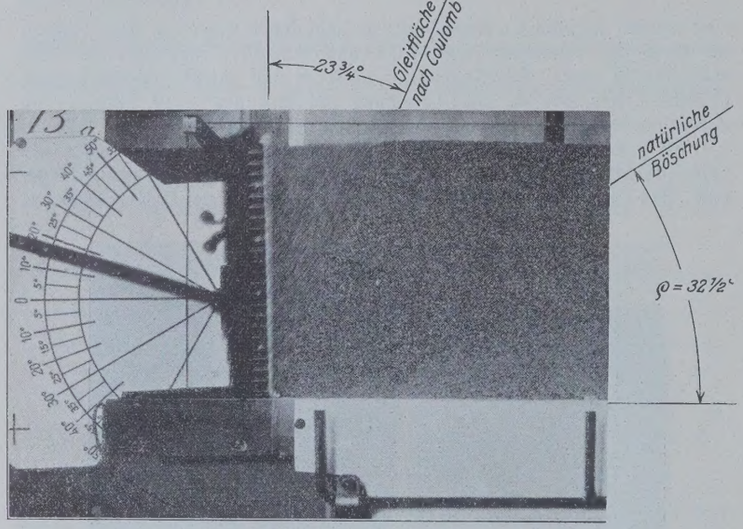


Abb. 12.

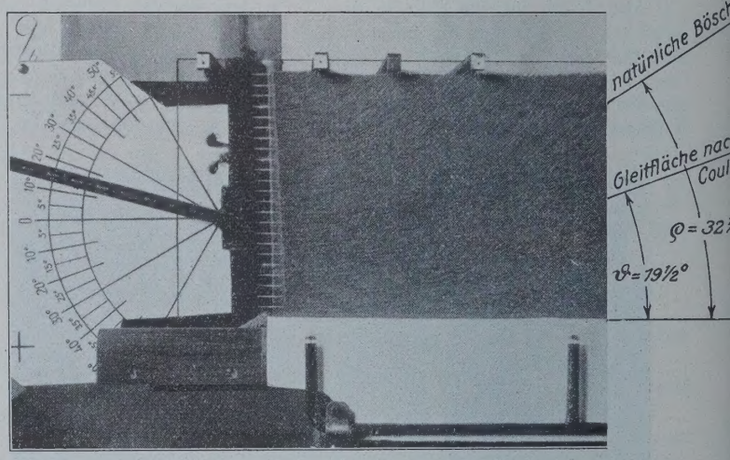


Abb. 14.

einzuschalten und die Berechnung dann mit einigen vereinfachenden Annahmen (die ich in der neuen Auflage meines Buches über Erddruck näher begründe) durchzuführen. In Abb. 7 ist auch deutlich das Nachgeben des Bodens vor der Wand infolge des Erreichens des passiven Erddruckes und das Nachfallen der Erde hinter der Ankerplatte infolge des aktiven Erddruckes zu erkennen.

Ein eigenartiges Übergehen verschiedener Gleitflächen ineinander zeigt auch Abb. 9, das Schaumodell einer unverankerten Spundwand, die durch eine äußere Kraft zum Nachgeben gebracht wurde. Während aber hinter der Wand das Nachsinken der Erde und die Ausbildung der Gleitflächen für den aktiven Erddruck und anderseits vor der Wand das Nachgeben der Erde und die Ausbildung der Gleitflächen für den passiven Erddruck (die letzteren deutlich gekrümmt) klar in die Erscheinung treten, bemerkt man am unteren Teile der Spundwand beiderseits annähernd kreisförmige Bewegung der Bodenteilchen; die Gleitflächen für passiven und aktiven Erddruck gehen ineinander über, ohne die Oberfläche zu erreichen.

Bei der Berechnung solcher Aufgaben des Erddruckes kann man natürlich auch kreisförmige Gleitflächen im unteren Teile der Spundwand zugrunde legen. Daß aber auch die näherungsweise Berechnung solcher Fälle nach Coulomb der Wirklichkeit einigermaßen gerecht wird, zeigt die aus der zweiten Auflage meines Buches entnommene Abb. 10. Der Drehpunkt D, die kreisförmige Bewegung und das Moment der drehenden Erddruckkräfte auf der Strecke $E'F'$ gehen auch hier aus der Rechnung hervor. Als weiteres Merkmal der Standsicherheit würde hier nur noch hinzukommen, daß dieses Moment durch die Reibung der kreisförmigen Gleitfläche aufgenommen werden kann.

Bei den gewöhnlich vorkommenden Aufgaben des aktiven Erddruckes auf Stützmauern und des passiven Erdwiderstandes (von Ankerwänden und Ankerplatten) spielt die Krümmung der Gleitflächen keine so große Rolle. Die Krümmung ist im allgemeinen gering, und die beobachteten Gleitflächen weichen nicht wesentlich von den aus der Coulombschen Berechnungsweise ermittelten ebenen Gleitflächen ab. Abb. 11 u. 12 zeigen zwei Schauversuche für aktiven Erddruck bei wagerechter Hinterfüllung, und zwar Abb. 11 für positive Neigung δ des Erddruckes und Abb. 12 für negative Neigung δ. Die Richtung des Erddruckes ist durch die stützende Eisenstange gegeben. Die Bewegung der Erdteilchen hat sich auf der photographischen Platte deutlich abgezeichnet; ebenfalls sind die Gleitflächen beim Übergang der bewegten Sandkörner zu den in Ruhe verbliebenen Teilchen zu erkennen.

Die nach Coulomb für einen natürlichen Böschungswinkel $\varrho = 32\frac{1}{2}°$ errechneten Neigungen ϑ der Gleitflächen sind eingetragen. Man sieht, sie weichen nur unerheblich von der Wirklichkeit ab.

Auch für passiven Erddruck und für positive Neigung δ des Erddruckes ist die Abweichung der Gleitfläche von der nach Coulomb errechneten Gleitebene unwesentlich, wie Abb. 13 (für passiven Erddruck) zeigt.

Nur bei starkem Abweichen der Richtung δ des passiven Erddruckes nach der negativen Seite hin treten die Krümmungen der Gleitflächen deutlich in die Erscheinung, wie der Schauversuch Abb. 14 dartut. Und in solchen Fällen ist es angebracht, die Ergebnisse der Coulombschen Erddruckrechnung durch die Annahme gekrümmter Gleitflächen, und zwar in erster Linie kreisförmiger Gleitflächen, nachzuprüfen. Es wird sich dann zeigen, daß man unter Zugrundelegung krummer Gleitflächen wesentlich ungünstigere (geringere) passive Erddrücke erhalten kann als mit ebenen Gleitflächen.

In dieser Erkenntnis war bei meinen Erddrucktabellen bereits darauf hingewiesen, daß die sehr hohen Beiwerte λp, die sich nach der Coulombschen Berechnungsweise ergeben, nicht einwandfrei und auch praktisch nicht mehr verwendbar sind. Die Abweichung der Coulombschen Näherungswerte von der Wirklichkeit ist um so größer, je mehr sich die Neigung des passiven Erddruckes δ nach der negativen Seite von dem

Rankineschen Sonderfall entfernt. Praktisch wird man aber die Kontrolluntersuchung mit krummen Gleitflächen nur dann auszuführen brauchen, wenn es auf die wirkliche Größe des passiven Erddruckes bei negativer Neigung δ besonders ankommt. Das ist aber nur selten der Fall, weil der Grenzfall des passiven Erddruckes im allgemeinen bei weitem nicht erreicht wird, so daß eine allzu genaue Bestimmung der Größe des passiven Erddruckes nicht so unbedingt notwendig ist, wenn der Erddruck beim Rankineschen Sonderfall schon genügende Sicherheit bietet.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. April ausgegebene Heft 8 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. G. Bestelmeyer: Haus in Berlin-Wannsee. — Oberbaurat Dr. Ludwig Schmieder: Das Ergebnis des Wettbewerbes über die Gestaltung der Staustufe Heidelberg der Neckarkanalisierung. — Aus einem Vortrag von Prof. Dr. phil. h. c., Dr.-Ing. ehr. Krencker: Vom Kolossalen in der Baukunst. — Regierungsbaumeister a. D. Gustav Langen: Die umgewendete Terraingesellschaft.

Ein Eisenfachwerkgebäude ohne Niete. In den Vereinigten Staaten ist ein Eisenfachwerkgebäude ohne Vernietung errichtet worden, alle Verbindungen sind vielmehr geschweißt worden. Eine so ungewöhnliche Bauweise verdient Beachtung.

Es handelte sich um das Geschäftsgebäude eines Kraftwagenverkaufshauses in Canton (Ohio), das, an einer Ecke gelegen, auf der einen Straße sich auf 46 m, auf der anderen auf 30 m Länge erstreckt. Die Zweckbestimmung des Gebäudes bringt es mit sich, daß zwischen erstem und zweitem Stock eine Auffahrtrampe angeordnet ist. Der Berechnung ist eine Verkehrslast von 440 kg/m² und ein Eigengewicht von 200 kg/m² zugrunde gelegt. Das Fachwerk besteht aus I-Trägern von 46 cm, 31 cm und 20 cm Höhe. 15 Säulen im Innern des Gebäudes stützen die Decken und das Dach; an jede von ihnen sind in jedem Geschoß vier Balken angeschlossen, die für eine Last von je etwa 18000 kg berechnet sind

Das Gebäude war nicht dazu entworfen, daß die Verbindungen ausschließlich durch Schweißen hergestellt würden, sondern man entschloß sich dazu erst, als der Entwurf schon fertig war, der allerdings einige Schweißstellen vorsah. Durch Versuche wurde festgestellt, daß eine Schweißnaht von 2 Zoll (51 mm) Länge und $^5/_{16}$ Zoll (8 mm) Stärke der einander berührenden Teile dieselbe Scherfestigkeit ergibt wie ein Niet von $^3/_4$ Zoll (19 mm) Durchm. Um sicher zu gehen, wurde bei der Ausführung $2^1/_2$ Zoll (64 mm) Länge der Schweißnaht als gleichwertig mit dem $^3/_4$zölligen Niet gesetzt. Die meisten Schweißstellen waren sogar noch etwas länger.

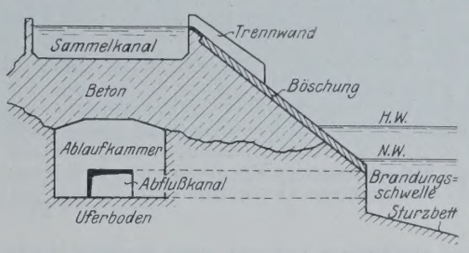
Ein großer Teil der Schweißarbeit wurde in der Werkstatt ausgeführt. Es galt, im ganzen 4171 Schweißstellen zu bearbeiten; ihre Länge schwankte zwischen 356 mm und 64 mm. Von ihnen mußten auf der Baustelle 780 geschweißt werden. Ein Arbeiter stellte in 120 Arbeitsstunden 109 lfd. m Schweißnaht her. Die Bleche, mit denen die Deckenträger an die Säulen angeschlossen wurden, wurden vorher entweder an die Träger oder an die Säulen angeschweißt. Die Träger für die Umfassungswände wurden an die Flanschen der Deckenträger angeschweißt, die Winkel zur Aufnahme der Deckenquerträger saßen an den Stegen der Hauptträger.

Die Arbeit hätte vereinfacht werden können, wenn der Entwurf von vornherein auf die Ausführung mit geschweißten Stößen zugeschnitten gewesen wäre. Aber auch so ergab sich bei der Ausführung eine Ersparnis an Arbeitslöhnen von 23 % gegenüber den Kosten, die für das Nieten angesetzt waren. Der Wunsch der Kostenersparnis war aber nicht die Ursache, weshalb man von den genieteten Verbindungen absah und an deren Stelle das Schweißverfahren setzte, sondern man wollte auf diesem Wege ein festeres Bauwerk herstellen. Vorher wurden an anderen Gebäuden einzelne Verbindungen geschweißt, und diese vermittelten die Überzeugung, daß ein Gebäude, das nur Schweißnähte, keine Nietverbindungen aufweist, einem Gebäude, dessen Teile in der üblichen Weise vernietet sind, vorzuziehen ist.

Einige vergleichende Versuche mit geschweißten und genieteten Verbindungen ergaben die Überlegenheit der Schweißnaht. Bei zwei Flacheisen, 51 × 9,5 mm, die mit einem Niet von 19 mm Durchm. verbunden waren, wurde der Niet bei einem Zuge von etwa 10,5 t abgeschert. Bei einer geschweißten Verbindung mit doppelter Überdeckung der Schweißstelle riß der Stab bei 19 t Zug außerhalb der Schweißnaht. In einem Falle hielt ein Querschnitt von 51 × 13 mm einen Zug bis 26 t aus; ein Probestück von gleichem Querschnitt mit stumpfer Schweißnaht zerriß bei einer Beanspruchung mit 25 t. Der gleiche Versuch wurde mit einem Stück hochwertigen Stahls gemacht, bei dem die Schweißnaht auf beiden Seiten verstärkt war; bei diesem Stück konnte die Belastung bis 28,6 t gesteigert werden. Wenn die Eisen vorher angestrichen gewesen waren und dann verschweißt wurden, wurde die Festigkeit der Schweißnaht um 15 % verringert. Ein Träger mit einer Verstärkungsplatte auf dem Untergurt wurde über das Maß hinaus belastet, das ihm rechnerisch zugemutet werden sollte. Die Platte war an einem Ende aufgenietet, am anderen aufgeschweißt; die geschweißte Verbindung blieb dabei unversehrt. Wkk.

Gewinnung von Wasserkraft aus den Meereswellen. Die bisherigen Versuche zur Gewinnung von Wasserkraft aus den Meereswellen sind hauptsächlich daran gescheitert, daß sie eine unmittelbare Übertragung auf die Maschinen anstrebten, so daß die dadurch gewonnene Energie nur verschwindend klein sein konnte. Selbstverständlich kommt eine Anlage auch nur dort in Frage, wo genügend starke, regelmäßige und andauernde Brandung vorhanden ist. In Génie Civil vom 23. Januar 1926 bringt der belgische Ingenieur van Vloten die Beschreibung eines neuen und jedenfalls bemerkenswerten Vorschlages, der wir das Folgende entnehmen.

Nach der Abbildung erhält eine genügend lange Uferstrecke eine Böschung mit bestimmtem Neigungsverhältnis, glatter, widerstandsfähiger Abdeckung und festen Zwischenwänden im oberen Teil. Diese Böschungsmauer ist dazu bestimmt, von den Wellen überflutet zu werden, und endet oben — über HHW — in einen Überfall, der die überkippenden Wellen einem Sammelkanal zuführt. Dieser bildet den Oberwasserkanal eines Kraftwerkes; in seiner Mitte sind dessen Turbinen- und Dynamo-Anlagen vorgesehen. Von den Turbinen gelangt das Wasser zum Auslaufkanal oder -becken, von dort — unter NNW — mittels eines geeigneten Bauwerkes ins Meer zurück.



Die ganze Anlage wird durch selbsttätig wirkende Turbineneinlaufventile, durch eine Rechenanlage zum Fernhalten von angeschwemmtem Gut sowie durch eine Brandungsmauer und ein befestigtes Sturzbett unterhalb jener vervollständigt.

Durch das Sturzbett wird die bekannte Erscheinung einer Verstärkung der Schlagwellen erzielt in dem Augenblick, wo diese die Böschung überfluten. Die Böschung reicht nur wenig über NW und bricht dann zu der senkrechten und einige Meter hohen Brandungsmauer ab. Eine solche Anordnung fördert die Trennung des oberen und unteren Wellenteils und verstärkt erheblich den Zufluß nach dem Sammelkanal, namentlich auch bei NW. Diese Wirkung wird noch verstärkt durch die vorerwähnten trapezförmigen Zwischenwände, die in regelmäßigen Abständen von einigen Metern angeordnet sind und einerseits den seitlichen Abfluß der ansteigenden Wellen von der Böschung verhindern, anderseits aber verteilend auf die Wellen wirken.

Der Querschnitt des Sammlers wird von den Enden nach dem in der Mitte befindlichen Kraftwerk hin zunehmen und dort zu einem Staubecken verbreitert werden. Auf die Länge der ganzen Anlage und in einiger Entfernung von der Böschungsmauer wird im Meere eine Kette verankert und mit Schwimmern versehen, die die ankommenden Wogen zerteilen und deren allzu heftigen Anprall und als dessen Folge Schaumbildung im Kanalwasser verhüten sollen. Ki.

Eine hölzerne Eisenbahnbrücke von 24,85 m Spannweite ist die 1884 begonnene und 1887 in Betrieb genommene Fachwerkbogenbrücke, die in der Nähe der australischen Bundeshauptstadt den Queenbeyanfluß in fünf Öffnungen mit der genannten Weite und 3,70 m Stich überführt und erst jetzt, zusammen mit der nur vier Öffnungen aufweisenden, aber sonst ganz ähnlichen und gleich alten Brücke über den Molonglo erneuert werden soll. Damit hat die Brücke etwa 40 Jahre dem Verkehr auf einer Hauptstrecke der Eisenbahnen von Neu-Süd-Wales genügt und einen so bemerkenswerten Beitrag für die Brauchbarkeit hölzerner Brücken geliefert, daß im folgenden ein Bericht aus dem Aprilheft von „Railway Engineer" wiedergegeben sei:

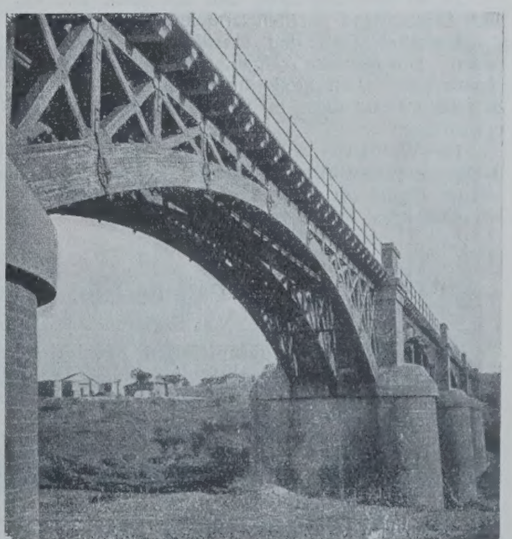


Abb. 1.

Jeder der fünf Brückenbogen (Abbild. 2) besteht aus drei Rippen, die am Widerlager aus 12, im Scheitel aus 8 wagerecht übereinander gelegten Bohlen von 38,1 × 7,6 cm Querschnitt bestehen, die durch 36 $1^1/_4$zöllige (32 mm starke) Bolzen miteinander verbunden sind. Die Gesamthöhe der Bogenrippen verjüngt sich sonach von etwa 90 auf 60 cm, in der Querrichtung werden sie durch sechs $1^1/_2$zöllige (38 mm starke) Bolzen ge-

halten, die gleichzeitig durch die eisernen Laschen der senkrechten Fachwerkstäbe (Pfosten) gehen (Abb. 1).

Die Verbindung von Ober- und Untergurt wird durch zwölf Pfosten gebildet, die durch Schrägstreben miteinander sowie mit den beiden Gurtungen verstrebt sind; die Knotenpunkte der unteren Gurtung sind durch eiserne Schuhe gesichert. Der wagerechte Obergurt hat einen Querschnitt von 30,5 × 30,5 cm und ist ebenso wie der Bogen des Untergurts durch starke eiserne Knotenbleche mit den Fachwerkstäben verbunden; die ganze Holzkonstruktion ist außerdem durch starke eiserne lotrechte und wagerechte Anker in der Querrichtung versteift. Die Übertragung der auf die Fahrbahn wirkenden Eisenbahnlasten von den 35,5 × 20 cm starken Fahrbahnträgern auf die Bogen geschieht durch 30,5 × 17,8 cm starke Querträger.

Abb. 2.

Strompfeiler und Endwiderlager sind in Ziegelmauerwerk ausgeführt und auf tragfähigen Fels gegründet; ihre Formgebung ist aus den Abbildungen ersichtlich. Für Berechnung und Entwurf war seinerzeit ein Lokomotivgewicht von 75 t einschließlich Tender zugrunde gelegt, doch hat die Brücke bis zuletzt auch die schweren Lokomotiven der „K"-Klasse mit 127,5 t Gesamtgewicht und in einem Falle sogar die Last eines 139 t wiegenden, auf zwei Loren gesetzten Geschützes ohne Nachteil ausgehalten. Ki.

Wettbewerb für einen vorläufigen Entwurf einer Hochbrücke in Kopenhagen über den Hafen und das Gelände der Gütereisenbahn zur Verbindung von Seeland und Amager. Der Stadtrat von Kopenhagen hatte am 21. Februar 1924 beschlossen, daß ein Versuch gemacht werden solle, eine Hochbrücke im Süden der Stadt über das Gelände der Eisenbahn und über den Hafen zum Exerzier- und Artillerieschießplatz auf der Insel Amager auszuführen, um so eine neue und leistungsfähige Verbindung zwischen Seeland und Amager zu schaffen. Dabei sollte die Überbrückung über den Hafen selbst in Rücksicht auf die jetzige gelegentliche und die spätere allgemeine Durchfahrt nach Süden in die Kjöge-Bucht von Schiffen mit hohen Masten mit einer größeren beweglichen Öffnung versehen sein. Die Einladung der Stadt Kopenhagen zur Teilnahme an einem internationalen Wettbewerb für den Vorentwurf zur geplanten Hochbrücke geschah daraufhin im Januar 1925, die Einreichung der Wettbewerbentwürfe war zum 1. September 1925 vorgesehen. An Preisen für die drei besten Entwürfe waren 35 000 Kronen ausgesetzt, die ganz verteilt werden sollten; der erste Preis sollte nicht weniger als 15 000 Kronen betragen. Ferner konnte das Preisrichterkollegium noch andere geeignete Entwürfe für je 2000 Kronen ankaufen.

Zur festgesetzten Frist waren insgesamt 33 Entwürfe eingegangen, die einer eingehenden Prüfung unterzogen wurden. Das Urteil ist in der letzten Woche gesprochen worden und hatte folgendes Ergebnis:

Erster Preis: 15 000 Kronen. Motto: 1925. Verfasser: Arch. Prof. Anton Roosen, Kopenhagen; Ing. cand. polyt. Chr. B. Petersen, Kopenhagen; Gutehoffnungshütte, Oberhausen.

Zwei zweite Preise: je 10 000 Kronen.

a) Motto: Bifrost. Verfasser: Dr. techn. Chr. Nøkkentved; cand. polyt. S. Friis Jespersen, Kopenhagen.

b) Motto: Beslutsomhed (Entschluß). Verfasser: Christiani & Nielsen, Kopenhagen; Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg; Arch. Prof. Kai Gottlob, Kopenhagen.

Ankauf: 2000 Kronen. Motto: Alla. Verfasser: Ingenieurfirma Monberg & Thorsen, Kopenhagen; Flender A.-G., Benrath; Prof. Karl Wach, Düsseldorf.

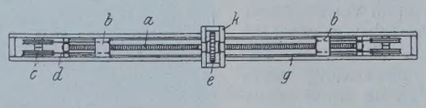
Es ist sehr erfreulich, daß der erste und ein zweiter Preis wieder nach Deutschland gefallen sind und daß auch beim angekauften Entwurf ein deutsches Werk und ein deutscher Architekt bevorzugt mitgewirkt haben. Die gestellte Aufgabe war keine leichte. Neben der eigentlichen Hochbrücke waren große und umfassende Rampen- und Zufahrtanlagen zu schaffen und diese in den Bebauungsplan von Kopenhagen sorgfältig einzufügen.

Die Wettbewerbspläne sind im Rathause von Kopenhagen bis zum 2. Mai einschließlich ausgestellt. Einen eingehenden Bericht aus berufener Feder über diesen sehr bemerkenswerten Wettbewerb werden wir demnächst folgen lassen. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Hebewerk mit Spindelantrieb für bewegliche Wehrteile, Schleusentore und ähnliche Verschlußteile (Kl. 84a, Nr. 420 692 vom 10. 5. 1921 von Georg Lödel in Georgensgmünd, Bayern). Die Verschlußtafel des Wehres wird durch ein Spindelwindwerk bewegt, dessen Hubspindel *a* wagerecht liegt und die in ihren Hälften mit gegenläufigem (Rechts- und Links-) Gewinde versehen ist und von jedem der beiden Gewinde die Bewegung für das Zugglied *d* der Aufzugvorrichtung ableitet; hierdurch ergibt sich



der Vorteil, daß die Zugkräfte sich innerhalb der Spindel ausgleichen und diese auf Zug beanspruchen. Die Schraubenspindel wird parallel zur Ebene des Verschlußteiles angeordnet und besitzt auf ihren Hälften Wandermuttern *b*, die durch die gegenläufigen Gewinde entgegengesetzt bewegt werden. In Nuten der Wandermuttern bezw. Spindeln eingreifende Führungsschienen *g* verhindern das Verdrehen dieser Teile und tragen gleichzeitig die Abdeckbleche und den Rahmen *k* des Räderantriebes *e*.

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton (Kl. 84c, Nr. 414 955 vom 11. 3. 1922 von Alfred Hiley, Dalegarth, County of Hertford, England). Soll ein Betonpfahl gesetzt werden, so wird nach Einstellung des Turmes *A* (Abb. 2) ein Dampfhammer *E* (Abb. 1) mit dem oberen Ende des Vortreibrohres *B* lösbar verbunden und durch Dampfkraft in Betrieb gesetzt; das Rohr *B* mit dem Schuh *D* am unteren Ende wird dadurch an der Stelle des zu setzenden Pfahles bis zur gewünschten Tiefe eingerammt. Wird ein Schutzrohr *F* benutzt, so kann es mit dem Rohr *B* lösbar verbunden werden, bevor dieses in den Boden eingetrieben wird. Der Hammer *E* wird nach dem Eintreiben der Rohre entfernt und durch den nach oben schlagenden Hammer *C* (Abb. 2) ersetzt und das Rohr *B* durch eine Füllrinne allmählich mit Beton gefüllt. Während des Füllens des Rohres wird durch den Hammer *C* nebst Winde C^5 und Federn C^4 das Rohr *B* schrittweise herausgezogen und gleichzeitig eine Rammwirkung auf den zwischen je zwei Hammerbewegungen eingebrachten Beton ausgeübt. Nach vollendeter Aufwärtsbewegung des Rohres *B* wird es mit dem Schutzrohr *F* verbunden; dann werden beide zugleich aus dem Loche herausgezogen.

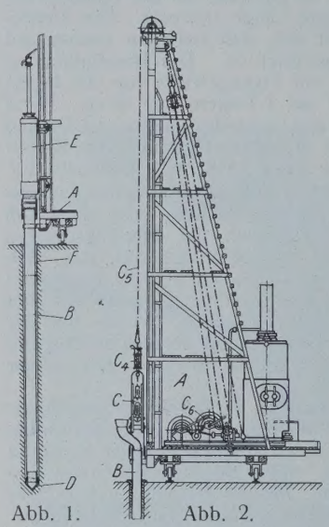


Abb. 1. Abb. 2.

Näheres hierüber s. Eng. 1926, 26. Febr., S. 251 „The Vibro Concrete Piling System".

Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Müller in Hannover ist eine planmäßige Regierungsbauratsstelle verliehen worden.

Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat Haas bei dem Landeskulturamt in Düsseldorf an das Kulturbauamt in Kassel und der Regierungsbaurat Erhardt in Merseburg an die Regierung in Magdeburg, der Regierungsbaurat (W.) Struckmann in Münster i. Westf. nach Ottmachau als Vorstand des dort wieder errichteten Staubeckenamtes, die Regierungsbaumeister (W.) Knauth in Lühnde an das Wasserbauamt in Glogau und Mühlenbeck in Breslau an das Staubeckenamt in Ottmachau.

Überwiesen ist der Regierungs- und Baurat Marx der Wasserstraßendirektion in Hannover.

Das Kanalbauamt Hildesheim mit dem Sitze in Hannover ist Ende März 1926 aufgelöst worden. Die Restarbeiten und die Unterhaltung der fertigen Kanalstrecke sind dem Kanalbauamt in Hannover übertragen worden.

Das Wasserbauamt in Naumburg a. d. Saale ist Ende März 1926 aufgelöst, sein Dienstbezirk mit demjenigen des Wasserbauamts in Halle a. d. Saale vereinigt worden.

INHALT: Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. — Die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt. — Über die Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldthafen in Berlin. — Gebrochene und gekrümmte Gleitflächen bei Aufgaben des Erddruckes. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Eisenfachwerkgebäude ohne Niete. — Gewinnung von Wasserkraft aus den Meereswellen. — Hölzerne Eisenbahnbrücke von 24,85 m Spannweite. — Wettbewerb für einen vorläufigen Entwurf einer Hochbrücke in Kopenhagen über den Hafen und das Gelände der Gütereisenbahn zur Verbindung von Seeland und Amager. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 7. Mai 1926 | Heft 20

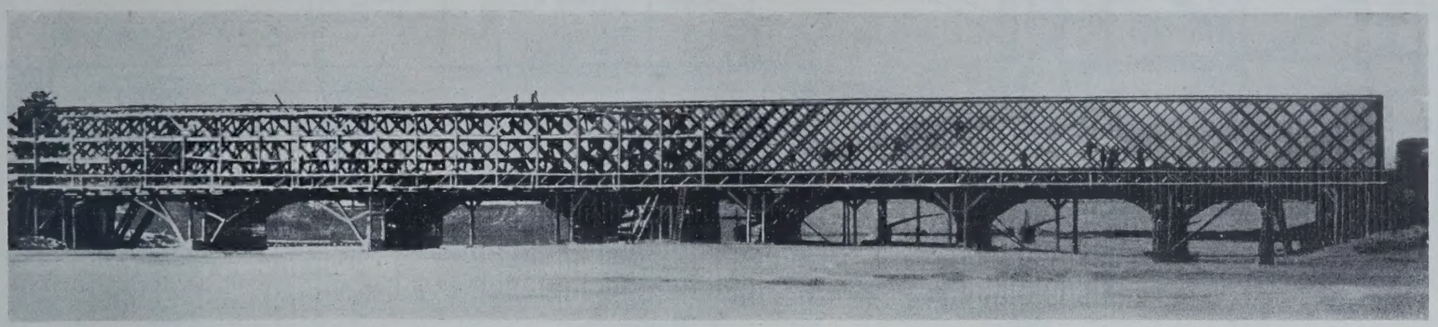


Abb. 1. Aufstellung des ersten eisernen Überbaues im Jahre 1861. Die unter der Gitterbrücke sichtbare Unterrüstung ist die aus dem Jahre 1840 stammende hölzerne Eisenbahnbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Lechbrücke bei Hochzoll.

Von Reichsbahnoberrat **Weidmann,** München.

Auf einer genau an Stelle der bisherigen Lechbrücke bei Hochzoll gestandenen sprengwerkartig ausgeführten Holzbrücke überquerte die im Jahre 1840 als vorläufig eingleisige Bahn eröffnete Strecke München—Augsburg den Lech. Zwischen den beiden rd. 104 m auseinanderstehenden Widerlagern war der hölzerne Überbau dieser Brücke durch 6 in annähernd gleichen Abständen voneinander stehende Eichenholzjoche gestützt. In Erwartung eines baldigen zweigleisigen Ausbaues der Linie war die Lechbrücke nicht nur in den Ausmaßen ihrer Widerlager zweigleisig angelegt, sondern es waren auch die Holzüberbauten beider Gleise gleichzeitig errichtet worden. Die erste Eisenbahnbrücke über den Lech bei Hochzoll - Augsburg hatte demnach 7 Öffnungen mit je rd. 15 m Stützweite. Das zweite Gleis der Linie München—Augsburg wurde aber erst in den Jahren 1861/62 verlegt. Obgleich ein Befundbericht aus dem Jahre 1857 über die Holzbrücke bemerkte: „Sämtliche Holzteile tragen durchaus noch keine Spuren von Fäulnis an sich, und die Brücke befindet sich in normalem Zustande", wurde im Jahre 1860 eine bereits ziemlich vorgeschrittene Fäulniszersetzung des Holzes der Überbauten und der Joche festgestellt, die die Auswechslung der Brücke erforderlich machte. Es wurde beschlossen, daß die neuzuerbauende Brücke aus Eisen hergestellt und für jedes der beiden Gleise ein gesonderter Überbau ausgeführt werden solle.

Es wurde ferner bestimmt, daß die aus Tuffsteinquadern erstellten Widerlager der alten Brücke nach geringer Verbreiterung und Erhöhung aus Sparsamkeitsrücksichten auch für die neu zu erbauenden Überbauten wiederverwendet werden sollten. An Stelle der bisherigen 6 hölzernen Zwischenjoche wurde ein die Widerlagerentfernung halbierender steinerner Flußpfeiler errichtet. Die neuen Überbauten wurden als durchlaufende Balken über drei Stützpunkten ausgebildet, deren Stützweite je etwa 52 m beträgt. Die Hauptträger erhielten ein achtfaches Gitterwerk. Die Fahrbahntafel bestand aus eisernen Querträgern mit hölzernen Langschwellen. Von der Art und den Schwierigkeiten des damaligen Brückenbaues kann man sich ein Bild machen, wenn man erfährt, daß von den etwa 40 000 zu einem Überbau erforderlichen Nieten nur etwa die Hälfte in der Brückenwerkstätte, die andere Hälfte erst am Aufstellungsplatze geschlagen werden konnten. Die einzelnen Teile der Brücke mußten auf der Baustelle zusammengepaßt werden. Das Gewicht eines eingleisigen Überbaues betrug bei einer Gesamtlänge von rd. 106 m etwa 210 t.

Die Ausführung geschah nach den Plänen und Berechnungen des durch die Einführung mehrstieliger Fachwerke in der Entwicklungsgeschichte des Eisenbrückenbaues nicht unbekannten k. b. Eisenbahnbetriebsingenieurs Mohnié durch die unter Leitung des Direktors Karl Buz stehende ortsansässige Maschinenfabrik Augsburg, die mit durchschnittlich 100 Mann in je 6 Monaten die beiden Überbauten fertigstellte. Nicht unerwähnt soll auch die Aufstellung der Brücke sein. Der erste der beiden eisernen Überbauten wurde zur Vermeidung von Unfällen nicht an seinem endgültigen Platze unmittelbar neben dem befahrenen Gleis, sondern etwa 2,5 m von diesem seitwärts entfernt, unter teilweiser Benutzung des nicht befahrenen hölzernen Überbaues der alten Brücke als Unterrüstung, aufgestellt (Abb. 1). Innerhalb 8 Stunden wurde alsdann mit 4 Schraubenspindeln der fertiggestellte Überbau in seine richtige Lage verschoben und nach Entfernung der Unterrüstungen einige Tage später in seine Lager abgesetzt. Es war dies fraglos eine große Leistung. Nach Aufbringung des Gleises und dessen Anschluß wurde nach günstig verlaufener Probebelastung am 1. Mai 1862 der erste der beiden Überbauten in Betrieb genommen, worauf der zweite hölzerne Überbau in gleicher Weise gegen den vorgesehenen neuen Eisenüberbau ausgewechselt wurde.

Da die beiden eisernen Überbauten aus dem Jahre 1862 noch bis zum heutigen Tage in Benutzung sind, demnächst jedoch durch die neuerbaute Lechbrücke abgelöst und abgebrochen werden, ist es nicht ohne Interesse, unter Annahme einer gleichartigen Belastungsweise den Verkehrslasten, die für die jetzt alten Überbauten angenommen wurden, jene der nunmehr vollendeten neuen Brücke gegenüberzustellen. Bei der alten Brücke wurde das Gleis einer Öffnung durch drei zusammengekuppelte Lokomotiven mit Tendern, der Rest mit Personen- und Güterwagen vollgestellt angenommen und für die jeweilige Länge der Fahrzeuge an Stelle der Achslasten eine gleichmäßig verteilte Last als Belastungsgleichwert in Rechnung gestellt.

Die drei Lokomotiven mit Tendern der alten Berechnung ergeben auf 38,8 m Belastungslänge, bei einer Gesamtlast von 168 t $= \frac{168}{38{,}8} = 4{,}33$ t/m

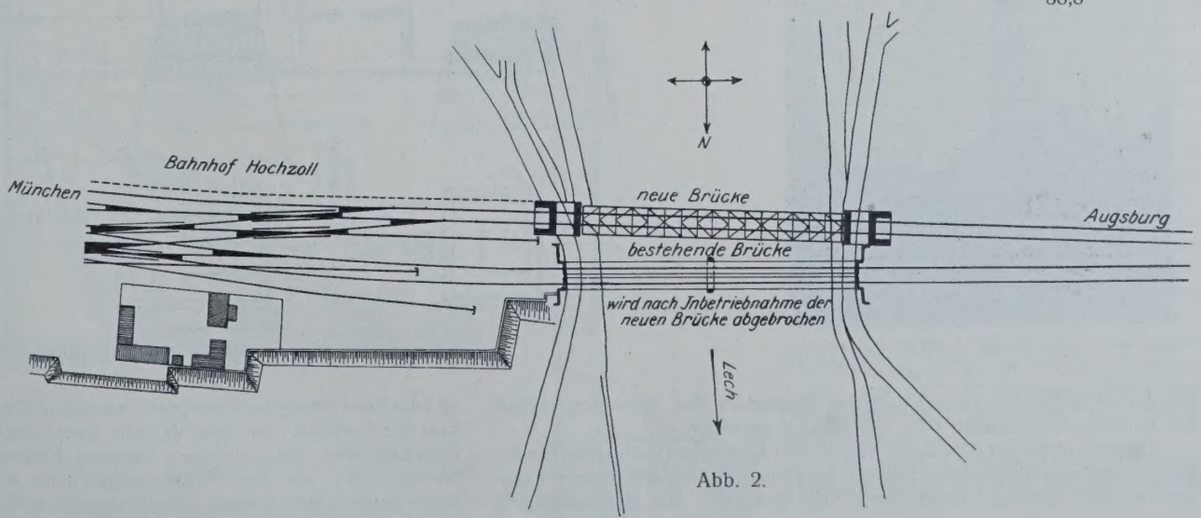


Abb. 2.

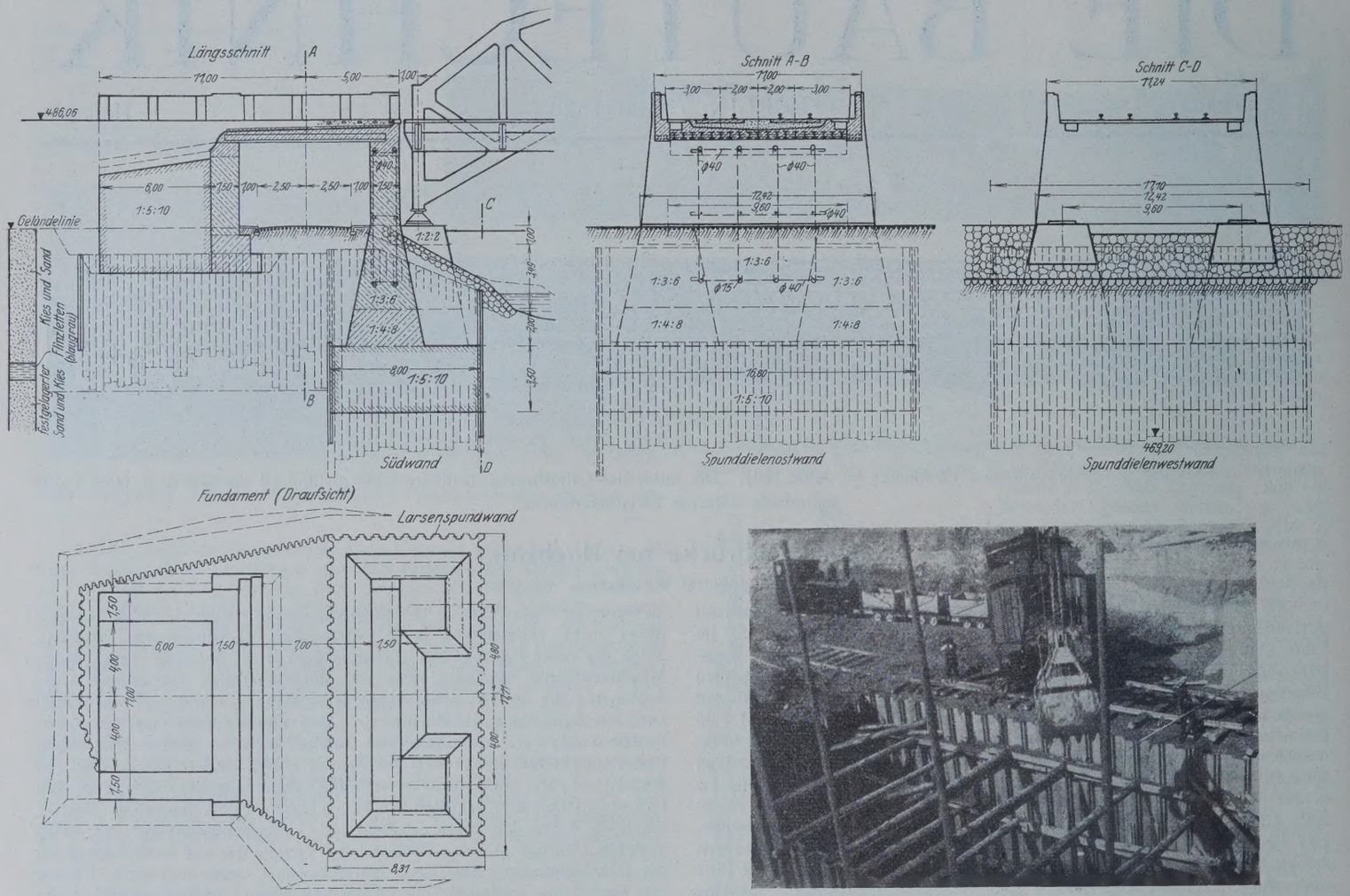


Abb. 3. Fundierung der Widerlager.

Abb. 5. Aushub der Baugrube.

Gleis gegenüber einer entsprechenden gleichmäßig verteilten Last von 13,67 t/m Gleis auf eine Belastungslänge von 25,6 m beim Lastenzug *N* der neuen Brücke. Die Personen- und Güterwagen der alten Berechnung ergeben auf 12,2 m Belastungslänge bei einer Gesamtlast von $23{,}2\ \text{t} = \frac{23{,}2}{12{,}2} = 1{,}92\ \text{t/m}$ Gleis gegenüber 8 t/m Gleis beim Lastenzug *N*. Berechnungsgrundlage seinerzeit angenommenen Belastungen der alten Brücke wurden hierdurch bald erreicht und auch überschritten. Es mußten Verstärkungen der Brücke, in erster Linie der Umbau der Fahrbahntafel, Verstärkung und Aussteifung von Füllgliedern, Stoßverstärkungen der Hauptträger, der Einbau eines Querrahmens über den Pfeilerstützpunkten und noch verschiedenes andere stattfinden. Trotz all dieser Maßnahmen

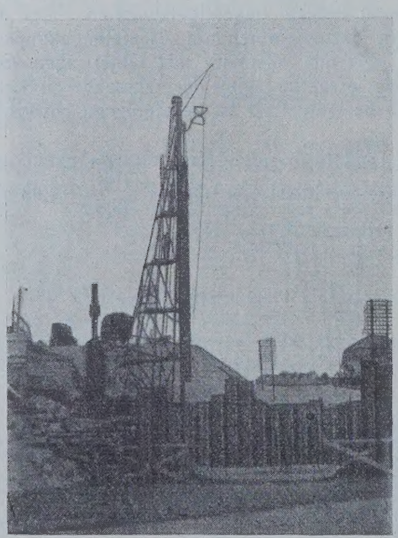


Abb. 4. Rammen der Larssenspundwände.

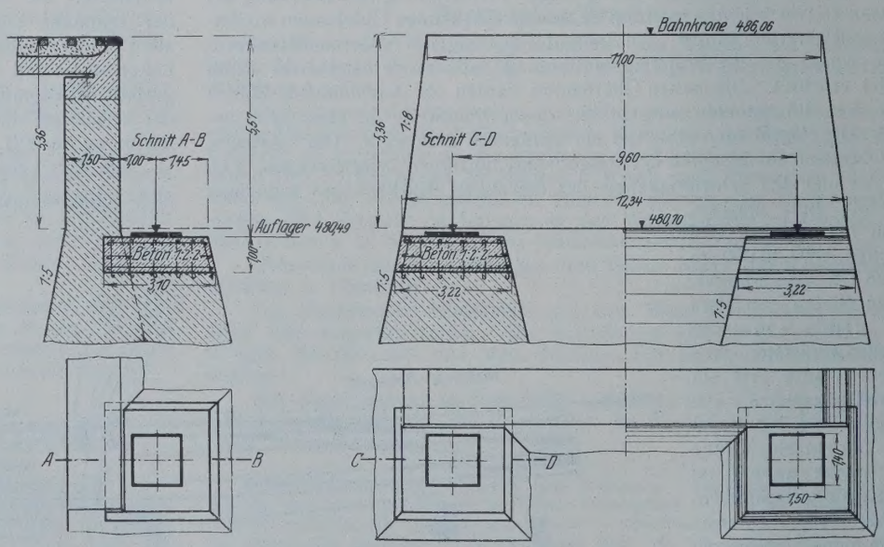


Abb. 6. Darstellung des Pfeilerkopfes.

Bei der alten Brücke wurden noch für Schneelast und Menschen seitlich des Bahnzuges zusammen 0,55 t/m Gleis vorgesehen.

Der von Mitte der 80er Jahre des vorigen Jahrhunderts ab einsetzenden starken Industrieentwicklung hat die Einführung leistungsfähigerer Lokomotiven und sonstiger Fahrzeuge Schritt gehalten. Die als theoretische und der Ausnutzung des Materials (Schweißeisen) bis zur Höchstbeanspruchung kam der Zeitpunkt, wo dem Verkehr noch schwererer Lokomotiven wegen Überschreitens der zulässigen Grenzen Einhalt geboten werden mußte. Wenige Jahre vor dem Kriege wurde dann noch durch ein Hochwasser eine starke Unterkolkung des Flußpfeilers herbeigeführt, wodurch der

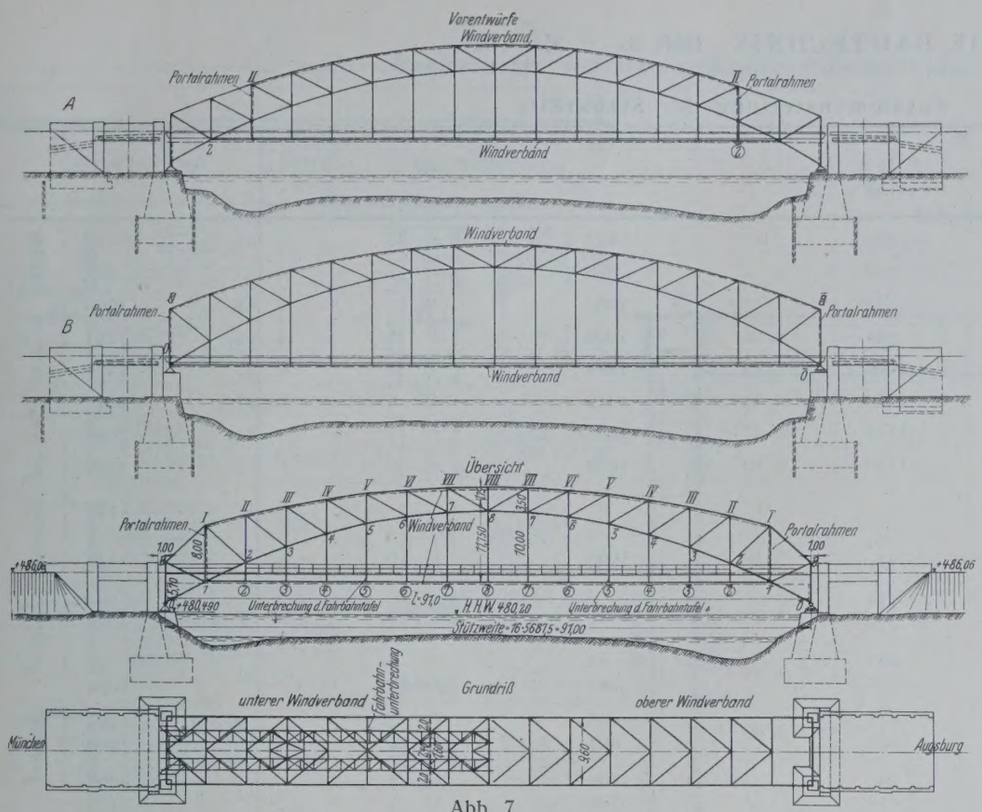


Abb. 7.
Netzskizzen.
(Die beiden unteren Figuren stellen den zur Ausführung bestimmten Entwurf dar.)

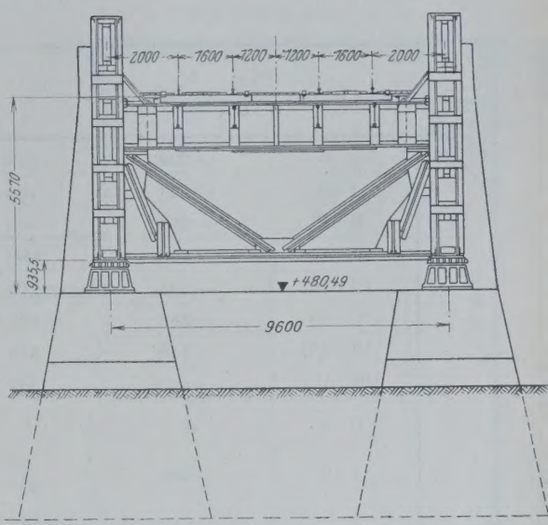


Abb. 8. Querschnitt am Widerlager.

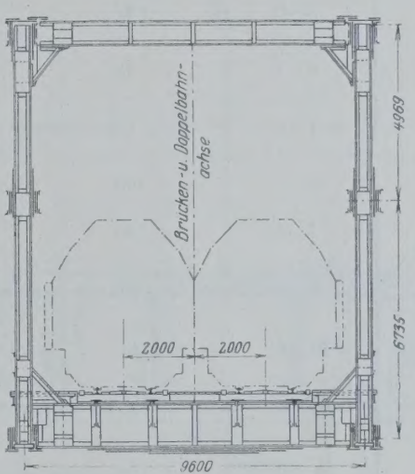


Abb. 9. Normaler Querschnitt.

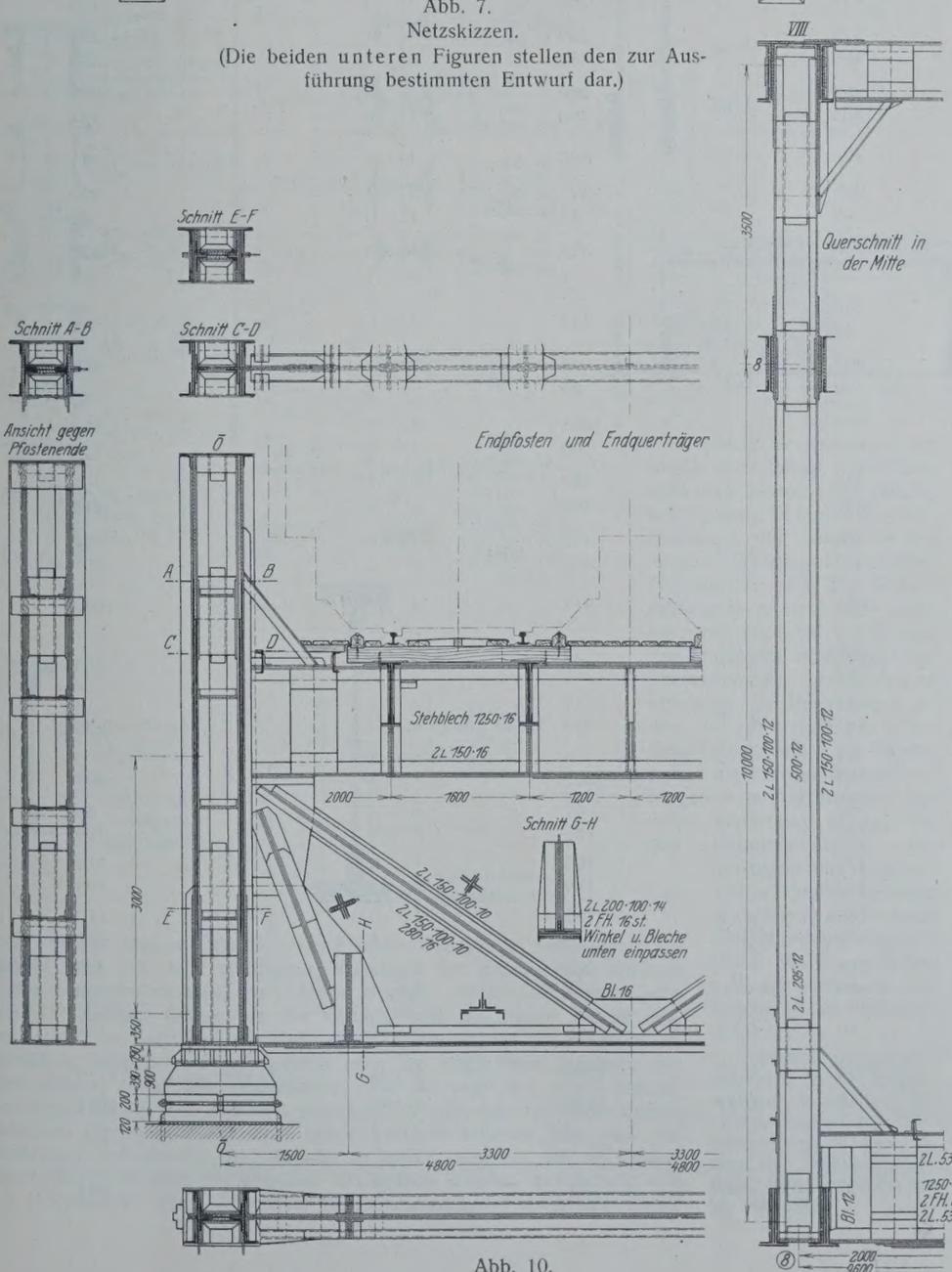


Abb. 10.

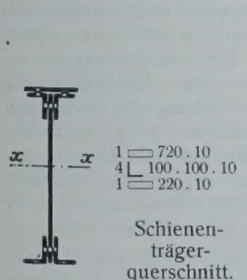
Bestand der Brücke gefährdet wurde. Man war gezwungen, durch einen Wehreinbau quer durch den Fluß und andere kostspielige Maßnahmen den Bestand der alten Brücke gegen weitere Unterspülungen zu sichern. Von der vormaligen Bayerischen Eisenbahnverwaltung wurde daraufhin der Bau einer neuen Lechbrücke bei Hochzoll vorgesehen, dessen Ausführung jedoch durch den Krieg verzögert wurde. Nach dem Zusammenschluß der früheren selbständigen Eisenbahnverwaltungen zur Deutschen Reichsbahn und nach Festlegung der Berechnungslastenzüge für eiserne Eisenbahnbrücken, sowie der Richtlinien für die *N*-, *E*- und *G*-Strecken wurde die Lechbrücke bei Hochzoll durch die Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft naturgemäß als eine der ersten Brücken des bayerischen Eisenbahnnetzes zum Umbau vorgesehen. Es wird auf der wichtigen Bahnstrecke München—Augsburg nunmehr die neue Lechbrücke bei Hochzoll als dritte in zeitlicher Reihenfolge, fast an der gleichen Stelle ihrer Vorgängerinnen, demnächst den Dienst übernehmen.

Die neue Lechbrücke bei Augsburg-Hochzoll wurde mit ihrer Doppelbahnachse

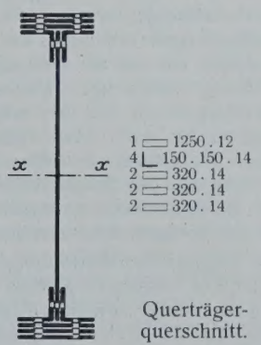
Zusammenstellung der Stabkräfte.

	Stab	S_g ($g \approx 5{,}62$ t/m Tr.)	S_p	φS_p $\varphi = 1{,}30$	S_t	$S_{g+\varphi p+t}$	S_w	S_b	S_{max} t
Obergurt	⊗—I	— 233	— 453	— 589	0	— 822	± 34	± 61	— 917
	I—II	— 213	— 460	— 589	± 7	— 818	± 28	± 43	— 889
	II—III	— 253	— 568	— 738	± 15	— 1006	± 20	± 43	— 1069
	III—IV	— 298	— 680	— 884	± 24	— 1206	± 13	± 42	— 1261
	IV—V	— 345	— 774	— 1006	± 33	— 1384	± 10	± 35	— 1429
	V—VI	— 388	— 833	— 1083	± 41	— 1512	± 8	± 27	— 1547
	VI—VII	— 419	— 873	— 1135	± 47	— 1601	± 7	± 21	— 1629
	VII—VIII	— 430	— 884	— 1149	± 49	— 1628	± 6	± 18	— 1652
Untergurt	0—1	0	0	0	0	0	0	± 147	± 147
	1—2	— 288	+ 53 — 601	+ 69 — 781	± 19	— 1088	± 16	± 34	— 1138
	2—3	— 242	+ 134 — 595	+ 174 — 774	± 26	— 1042	± 15	± 31	— 1088
	3—4	— 193	+ 224 — 581	+ 291 — 755	± 33	+ 65 — 981	± 0 ± 13	± 30	+ 95 — 1024
	4—5	— 142	+ 290 — 544	+ 377 — 707	± 42	+ 193 — 891	± 5 ± 8	± 30	+ 228 — 929
	5—6	— 91	+ 314 — 475	+ 408 — 618	± 51	+ 266 — 760	± 8 ± 3	± 22	+ 296 — 785
	6—7	— 45	+ 287 — 369	+ 373 — 480	± 59	+ 269 — 584	± 11 ± 1	± 14	+ 294 — 599
	7—8	— 13	+ 218 — 233	+ 283 — 303	± 64	+ 206 — 380	± 13 ± 6	± 8	+ 227 — 394
Streben	⊗—1	+ 189	+ 366	+ 476	0	+ 665	± 27	± 49	+ 741
	I—2	+ 49	+ 202 — 73	+ 263 — 95	± 9	+ 321 (— 55) — 37	± 4 ± 0	± 4	+ 329 (— 59) — 41
	II—3	+ 53	+ 197 — 49	+ 256 — 64	± 10	+ 319 (— 21) — 1	± 5 ± 1	± 3	+ 327 (— 25) — 5
	III—4	+ 56	+ 196 — 32	+ 255 — 42	± 11	+ 322	± 6	± 2	+ 330
	IV—5	+ 57	+ 205 — 68	+ 267 — 88	± 11	+ 335 (— 42) — 20	± 7 ± 3	± 8	+ 350 (— 53) — 31
	V—6	+ 51	+ 232 — 124	+ 302 — 161	± 10	+ 363 (— 120) — 100	± 8 ± 2	± 10	+ 381 (— 132) — 112
	VI—7	+ 37	+ 263 — 190	+ 342 — 247	± 7	+ 386 (— 21) — 203	± 7 ± 0	± 12	+ 405 (— 229) — 215
	VII—8	+ 14	+ 273 — 245	+ 355 — 319	± 3	+ 372 (— 308) — 302	± 6 ± 2	± 3	+ 381 (— 313) — 307
Pfosten	⊗—0 unten	— 256	— 504	— 655	0	— 911	± 67	± 62	— 1040
	I—1	+ 73	+ 174 — 48	+ 226 — 62	± 8	+ 307	± 13	± 33	+ 353
	II—2	— 34	+ 41 — 144	+ 53 — 187	± 8	+ 11 — 229	± 1 ± 4	± 2	+ 14 — 235
	III—3	— 31	+ 33 — 125	+ 43 — 163	± 7	+ 5 — 201	± 2 ± 4	± 2	+ 9 — 207
	IV—4	— 25	+ 63 — 120	+ 82 — 156	± 6	+ 51 — 187	± 2 ± 5	± 7	+ 60 — 199
	V—5	— 17	+ 97 — 127	+ 126 — 165	± 4	+ 105 — 186	± 2 ± 5	± 7	+ 114 — 198
	VI—6	— 5	+ 130 — 132	+ 169 — 172	± 2	+ 162 — 179	± 0 ± 4	± 8	+ 170 — 191
	VII—7	+ 9	+ 156 — 128	+ 203 — 166	0	+ 212 — 157	± 1 ± 3	± 2	+ 215 — 162
	VIII—8	+ 17	+ 35	+ 46	± 2	+ 65	± 1	± 1	+ 67
Zugband	2—3	+ 431	+ 811	+ 1054	± 17	+ 1502	± 103	± 143	+ 1748
	7—8	+ 431	+ 811	+ 1054	± 17	+ 1502	± 166	± 109	+ 1777
Hängestangen . .		+ 17	+ 91	+ 142 ($\varphi = 1{,}57$)	—	+ 159	± 1	+ 8	+ 168
Stützdruck . . .		256	504	655	—	911	67	6	984

Stab-bezeich-nung	Querschnittform	Stab-bezeich-nung	Querschnittform
gband	4 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 4 ▭ 495.16 2 ▭ 350.20	U_{5-6}	2 ▭ 650.16 4 ▭ 150.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 90.16
⊗–I –II	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 1 ▭ 890.12	U_{6-7}	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 90.16
I–III	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 1 ▭ 890.23	U_{7-8}	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16
II–IV	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 340.16 1 ▭ 890.23	$D_{\otimes-1}$	1 ▭ 500.8 4 ∟ 150.150.1 2 ▭ 500.24
V–V	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 340.16 1 ▭ 890.23 2 ▭ 150.10 2 ▭ 350.12	D_{I-2} D_{II-3} D_{III-4} D_{IV-5}	1 ▭ 500.8 4 ∟ 120.120.11 2 ▭ 300.16
V–VI	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 340.16 1 ▭ 890.23+12 2 ▭ 150.10 2 ▭ 340.8	D_{V-6}	1 ▭ 500.8 4 ∟ 140.140.13 2 ▭ 300.16
VI–VII VII–VIII	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 340.16 1 ▭ 890.23+12 2 ▭ 150.15 2 ▭ 340.16	D_{VI-7}	1 ▭ 500.8 4 ∟ 150.150.14 2 ▭ 320.16
		D_{VII-8}	1 ▭ 500.8 4 ∟ 150.150.14 2 ▭ 340.16
⊗–1	2 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16	$V_{\otimes-0}$	1 ▭ 500.16 8 ∟ 150.150.16 2 ▭ 620.24 2 ▭ 620.16
1–2	4 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 180.16	V_{I-1}	1 ▭ 500.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 500.24 2 ▭ 500.16
2–3	4 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16 2 ▭ 90.16	V_{II-2}	1 ▭ 500.12 4 ∟ 150.150.12 2 ▭ 350.16
3–4	4 ▭ 650.16 4 ∟ 150.150.16	V_{III-3} V_{IV-4} V_{V-5} V_{VI-6} V_{VII-7}	1 ▭ 500.12 4 ∟ 100.150.12 2 ▭ 320.16
4–5	2 ▭ 650.16 4 ▭ 270.16 4 ∟ 150.150.16	V_{VIII-8} Hängestäbe 3–8	1 ▭ 500.12 4 ∟ 100.150.12
		Hängestab bei 2	1 ▭ 500.12 4 ∟ 100.100.12 2 ▭ 310.12 4 ▭ 470.16

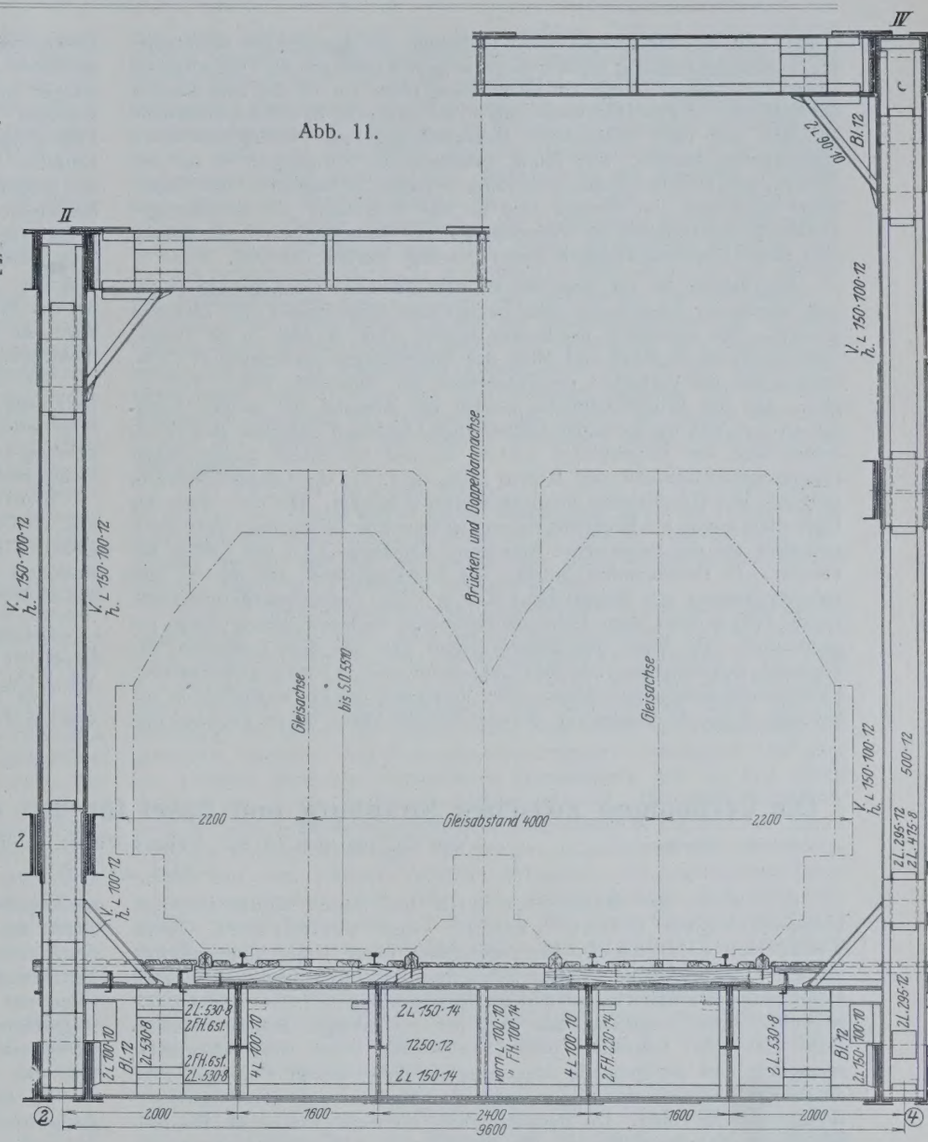


Schienenträgerquerschnitt.

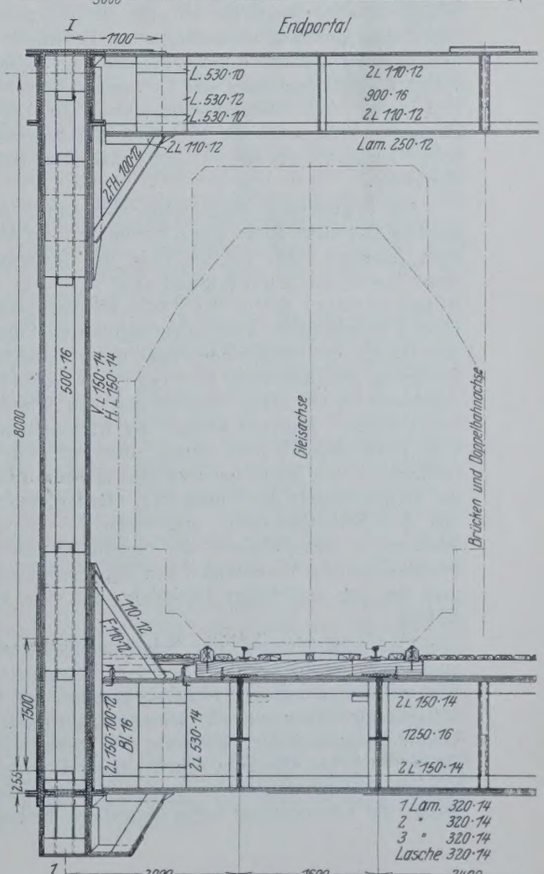


Querträgerquerschnitt.

Abb. 11.



unter einem kleinen Winkel zur jetzigen Bahnachse flußaufwärts so verlegt, daß auf dem westlichen Widerlager der gegenseitige Abstand beider Doppelbahnachsen etwa 18 m beträgt. Hierdurch konnten die beiden bisherigen Gleise bis zur Fertigstellung der neuen Brücke und des damit in Verbindung stehenden Bahnhofumbaues in Hochzoll in Benutzung bleiben. Es war dadurch auch die Möglichkeit gegeben, die neue Brücke zweigleisig auszuführen. Für die Lage der neuen Brücke war entscheidend, daß sich eine günstige Linienführung der beiden durchgehenden Hauptgleise auf dem linken Lechufer erzielen läßt, und die Widerlager rechtwinklig zur Fahrbahn zu stehen kommen. Die auf beiden Ufern des Lech sich hinziehenden Uferstraßen wurden unabhängig von der Hauptbrücke durch besondere Betoneisenbrücken[1]) unterführt, damit eine spätere Verbreiterung der Straße nicht infolge ihrer Überspannung durch die Hauptbrücke ausgeschlossen ist. Die Gründung der neuen pfeilerartigen Widerlager zwischen Hauptbrücke und den Seitenöffnungen geschah möglichst tief, weil auch bei erheblicher Eintiefung des Flußbettes ihre Standsicherheit gewährleistet sein muß. Die Baugruben wurden bis auf tragfähigen Flinz ausgehoben, worauf die Fundamente als massive Aufbetonierungen hergestellt wurden. Bei voller Belastung beträgt bei den Hauptwiderlagern die Bodenpressung 4 kg/cm² und bei den landseitigen Widerlagern der Straßenunterführungen 2 kg/cm². Diese Werte gestatten demnach auch noch eine Erhöhung der Verkehrs-



[1]) Brücken von Walzträgern in Beton verlegt, werden in Bayern als „Betoneisenbrücken" bezeichnet im Gegensatz zu den mit Rundeiseneinlagen bewehrten „Eisenbetonbrücken".

lasten (Abb. 3). Zur gemeinsamen Gründung der landseitigen Widerlager der Straßenunterführung und der pfeilerartigen Widerlager der Hauptöffnung kamen Larssenspundwände zur Verwendung (Abb. 4 u. 5), die zum Schutze der Bausohlen gegen Hochwasserangriff als dauernde Bauwerkspundwände belassen und nach vollendeter Bauausführung auf Niedrigwasserhöhe abgeschnitten wurden. Der Raum zwischen den Stirnflügeln ist mit der Absicht, den vorkommenden Stoßkräften wirksam zu begegnen, mit Magerbeton ausgefüllt. Im übrigen kam für die Widerlager nur hochwertiger Zement (Doppelzement) zur Verwendung. Die Auflagerquadern der Brücke sind durch Eisenbewehrungen weiter gefestigt worden (Abb. 6).

Als Überbau für die neue Brücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll wurde zur Ausführung eine zweigleisige Bogenbrücke mit Zugband gewählt. Die Stützweite der Brücke beträgt 91,00 m (Abb. 7), die Trägerhöhe zwischen Zugband und Mitte des Bogenträgers im Scheitel 11,75 m, woraus sich das Verhältnis der Trägerhöhe zur Stützweite von 1 : 7,75 ergibt. Auf der Brückenfahrbahn beträgt der Abstand der beiden Gleisachsen 4 m und der geringste beiderseitige Lichtraum zwischen den Gleisachsen und der Konstruktion 2,30 m, so daß bei einem gegenseitigen Hauptträgerachsabstand von 9,60 m (Abb. 10 u. 11) die Gesamtlichtweite zwischen den Hauptträgern mindestens 8,60 m beträgt. Die freie Höhe der Endportale wurde mit Rücksicht auf eine spätere Einrichtung des elektrischen Betriebes auf der Bahnstrecke München—Augsburg—Ulm mit 5,80 m bemessen. In Brückenmitte beträgt der Systemabstand der oberen und unteren Gurtung des Bogenträgers 3,50 m. Die Auflagerquaderoberkante wurde 0,50 m über dem bisher beobachteten höchsten Wasserstande angenommen. Die Form des Trägers ergab sich aus dem Bestreben, das Zugband, den Untergurt und den Endportalpfosten in einem gemeinsamen Schnittpunkt zusammenzuführen. Bei Verlegung des Portalrahmens in die lotrechte Achse der Pfosten (2)—(II) oder (3)—(III) hätten die im Zugband und Untergurtstabe wirkenden großen Stabkräfte und die dadurch hervorgerufenen nicht unbedeutenden Stablängenänderungen große Nebenspannungen in den vom Untergurt und Zugband eingespannten Teilen des kräftigen Rahmenpfostens erzeugt. Zur tunlichsten Ausschaltung von Zwängungen wurden bei der gewählten Ausführung die den Portalrahmen zunächst befindlichen Hängestäbe in ihrem unteren, zwischen Untergurt des Bogenträgers und dem Zugbande liegenden Teile möglichst schmal ausgebildet. Während ferner bei einer Hauptträgerausbildung nach den Netzskizzen (Abb. 7 oben) zur Milderung der schroffen, unschön wirkenden Trägerenden ein die Ausführung der Brücke nicht unwesentlich verteuernder architektonischer Landanschluß erforderlich gewesen wäre, wird bei der gewählten Netzform (Abb. 7 unten) dieser Anschluß an das Land durch die Schräglage des letzten Obergurtstabes in einer jede Zutat vermeidenden Weise erzielt.

Die Berechnung und Ausführung der Brücke geschah nach dem Lastenzug *N*. Als Baustoff wurde im Siemens-Martin-Verfahren erzeugter hochwertiger Baustahl St 48 mit 48 bis 58 kg/mm² Festigkeit, 18 % Bruchdehnung und einer Streckgrenze von mindestens 30 kg/mm² gewählt, wobei letztere jedoch noch nicht als Abnahmebestimmung galt.[2])

In der Tabelle a. S. 288 u. 289 sind die errechneten größten Stabkräfte und die zur Ausführung der Brücke ermittelten Querschnitte zusammengestellt. Hierbei ist, soweit hierdurch ungünstigere Werte entstehen, die Annahme gemacht, daß beide Gleise in gleicher Richtung befahren werden (siehe B. E. 1925).[3]) (Schluß folgt.)

[2]) Durch die am 15. Dezember 1925 in Rheinhausen mit dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute stattgehabte Beratung wurde eine Streckgrenze von 29 kg/mm² als Abnahmebestimmung festgesetzt.

[3]) B. E. 1925 = Berechnungsgrundlagen eiserner Eisenbahnbrücken vom 25. Februar 1925. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. und Dr. ehr. **Eduard Faber,** Ministerialrat a. D., München.

(Schluß aus Heft 19.)

Die Wahl der Baustellen wird bei einer Bauweise mit rippenförmigem Einbau zwischen den bestehenden Ufern wesentlich erleichtert. Die Ausführung einer jeden Rippe beginnt mit einer Grundschwelle. Entsprechend der durch die Schwellen bewirkten Umbildung des Flußbettes werden die Rippen allmählich über den Grundschwellen derart aufgebaut, daß stets nur ein mäßiger Aufstau entsteht. Diese Bauweise, unterstützt durch Stauwände nach Wolfscher Art, ermöglicht eine weitgehende Anpassung an die jeweilige Flußlage, eine ausgiebige Mitarbeit des Flusses und eine Modellierung der Fahrwasserrinne aus freier Hand. Die Bauausführung, die nicht wie bei der Honsell-Willgerodtschen Bauweise an eine für die ganze Regulierungsstrecke in den Plänen jahrelang vorausbestimmte Fahrrinne gebunden ist — abgesehen von einzelnen, durch örtliche Verhältnisse bedingten Ausnahmen —, wird weniger Kraftanwendung zur Umformung der Niederwasserrinne erfordern und daher auch billiger sein, ebenso die Erhaltung der rippenförmigen Einbauten billiger als die Erhaltung der in großer Tiefe gelegenen Grundschwellen sowie der langen, heftig überströmten Buhnen der vorgenannten Bauweise.

Die Regulierung einer Niederwasserrinne mit Festlegung des Stromstriches übt nicht allein einen Einfluß auf die Ausbildung der Querschnittsform, sondern auch auf den Grad der Beweglichkeit der Sohle aus und steht somit im Zusammenhang mit der vorausgenannten Bedingung unter Ziffer 2b. Dabei ist auszugehen von den Erscheinungen in den kanalartigen, noch nicht regulierten Flüssen. Deren Bett befindet sich infolge der wechselnden Lage des Stromstriches in steter Umlagerung. So betrug beispielsweise ihre Tiefe im Oberrhein zwischen Straßburg und Sondernheim vor seiner Regulierung von Winter zu Winter bis zu 10 m und darüber. Dadurch werden die leichteren Sinkstoffe in großer Menge vom strömenden Wasser erfaßt, das Bett wird vertieft und die zurückbleibenden, die Sohle bedeckenden schweren Geschiebestücke vermindern die Beweglichkeit des Flußbettes. Daher deutet auch — von der Zufuhr aus den Seitengewässern abgesehen — bei wiederholt vorkommendem Wechsel in der Schwere der Geschiebestücke in aufeinanderfolgenden Flußstrecken das Vorkommen von schwerem Geschiebe auf eine Vertiefung und das von leichterem Geschiebe auf eine Erhöhung des kanalartigen Bettes.

Eine Überdeckung der Sohle mit schwereren Geschiebestücken ist auch dann zu beobachten, wenn der Stromstrich in einem gewundenen Flußlauf stets die gleiche Richtung verfolgt, und tritt deshalb bei regulierten Flüssen gleichfalls ein. In diesen wird sonach infolge der panzerartigen Überdeckung und der Beharrung des Stromstriches die Durchwühlung des Bettes auch bei stärkeren Anschwellungen nur mäßig tief hinabreichen und sonach die Geschiebeabfuhr aus der Tiefe heraus abnehmen. Ebenso wird durch die Überdeckung eines Teiles der beweglichen Flußsohle mit den zur Regulierung notwendigen Bauten, die im regulierten Oberrhein bis zur Hälfte der Breite des unregulierten Bettes beträgt, ein Teil der vorher bestandenen Geschiebeabfuhr ausgeschaltet werden. Für den Fall einer Festlegung des Stromstriches durch einen rippenförmigen Einbau wäre — im Gegensatz zu der Bauweise von Honsell und Willgerodt — die Flußsohle in geringerem Umfange zu überdecken, anderseits würde die Tiefe in den Kolkstrecken und damit auch die Sohlengeschwindigkeit eine Abminderung erfahren.

Es ist ausgeschlossen, den von den Regulierungsbauten ausgehenden Einfluß auf die Höhenlage der Sohle im Sinne der vorgenannten Bedingung unter Ziffer 2b rechnerisch zu bestimmen und ihn also abzusondern von dem Einfluß, der ohne die Regulierung in dem nach Tulla stark gekürzten Oberrhein bestanden hätte. Da infolge der Kürzungen das Wasserspiegelgefälle zwischen Hüningen und Straßburg um etwa 25 %, bei Maxau und Sondernheim sogar um 40 % des früher bestandenen Gefälles vergrößert wurde, so darf wohl angenommen werden, daß die Wirkung auf die Stromverhältnisse, die von den Laufkürzungen und von den tiefgehenden Umlagerungen des Bettes in dem kanalartig gestalteten Mittelwasserbett ausgeht, die mit der Festlegung des Stromstriches zusammenhängende Wirkung übersteigt. Letztere hebt sogar hinsichtlich der Geschiebebewegung einen Teil der schädlichen Wirkung der Tullaschen Unternehmung wieder auf. Und auch dann würden keine Bedenken entstehen, wenn Maßnahmen zu treffen wären, die über die Wirkung der Bauten zur Festlegung des Stromstriches hinausgehen, wie dies beispielsweise für die Erosionsstrecke unterhalb der Isteiner Felsenschwelle zur Überwindung des dortigen Schiffahrthindernisses zu geschehen hätte.

Nach den vorstehenden Ausführungen ergibt sich weiterhin die Unhaltbarkeit der für den Oberrhein geltend gemachten Annahme, die zur Regulierung zwischen Sondernheim und Straßburg angewandte Bauweise sei auf die Erhaltung eines Gleichgewichtzustandes in der Geschiebeführung eingerichtet worden.[14]) Damit wird der Regulierung eine Aufgabe zugeschrieben, die über ihren Zweck — Schaffung einer für die Schiffahrt tauglichen Form der Niederwasserrinne — hinausgeht und bei frei beweglichen Flußbetten auch gar nicht zu erfüllen ist. Als Regulator hinsichtlich einer schädlichen Höhenlage der Sohle dient im allgemeinen der Bagger und bei einer schädlichen Eintiefung der Sohle muß durch deren Festigung gebremst werden. Dagegen ist die Bauweise so einzurichten, daß bei der Umformung des Bettes mit möglichst geringer Gewalt eingegriffen wird. Ist dies schon zur Vermeidung unnötiger Baukosten erforderlich, so auch deshalb, damit keine unnötig starke, stoßweise einsetzende Geschiebebewegung hervorgerufen und das flußabwärts

[14]) Schweiz. Bauztg. 1921, Bd. 77, S. 274.

gelegene Bett schädlich beeinflußt wird. In den ersten Jahren nach Beginn der Regulierungsarbeiten zwischen Sondernheim und Straßburg verschlechterte sich das Fahrwasser zunächst so sehr, daß von den Schiffahrttreibenden das Unternehmen vielfach als verfehlt bezeichnet wurde.[15]) Doch beweist dieses Vorkommnis nur ein zu schroffes Eingreifen in das Strombett bei der Bauausführung. Eine Bauweise mit rippenförmigem Einbau schließt derartige, kraß auftretende Zwischenfälle aus.

Wenn auch die regulierte Niederwasserrinne Sondernheim—Straßburg infolge des natürlichen und durch die bauliche Behandlung des Stromes veränderten Verlaufs der Geschiebebewegung eine dauernd unveränderliche Höhenlage nicht besitzt, so ist dies doch ohne Bedenken. Größere Änderungen im Strombett, die allenfalls einen ungünstigen Einfluß auf die planmäßige Wirkung der Bauten ausüben könnten, vollziehen sich während eines längeren Zeitraumes, so daß rechtzeitig die notwendigen Gegenmaßnahmen zu treffen wären. Doch sollten die Nacharbeiten mit möglichst geringen Kosten auszuführen sein. Auch darin steht die auf der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg angewandte Bauweise mit ihren hochgelegenen, weit in das Strombett hineinragenden Buhnen zurück gegenüber einer Bauweise mit Verflachung der Uferböschungen durch einen rippenförmigen Einbau. Bei einer Beurteilung der Kosten für derartige Nacharbeit ist noch zu beachten, daß jeder geschiebeführende Fluß, unabhängig davon, ob er zur Schiffahrt verwendet wird oder nicht, fortdauernd einer sorgsamen Pflege im Interesse der Uferbewohner bedarf.

Die Vorgänge in geschiebeführenden Flüssen sind nach Ursache und Wirkung um so schwieriger zu beurteilen, je mächtiger die Hochwasser auftreten und je unregelmäßiger das Bett für deren Ableitung ausgebaut ist. Diese Erfahrung trifft in erhöhtem Maße für den Oberrhein zu. Daher wird auch ein Rechtsstreit, der sich auf die Genehmigungsbedingung unter Ziffer 2b vom 29. April 1925 stützt, nicht durchführbar sein. Grundbedingung ist, daß bei der Aufstellung des Entwurfes für die Verbesserung eines in einen beweglichen Boden eingebetteten Flusses die in solchen Flüssen seit über 100 Jahren gewonnenen Erfahrungen verwertet werden. Darüber hinaus darf niemand eine Verantwortung ernstlich aufgebürdet werden, sonst hört jeder Fortschritt auf.

In dem schweizerischen Entwurf über eine Rheinregulierung von Straßburg nach Basel vom September 1921 von Ing. Oskar Boßhardt wird bemerkt, daß Kiesbänke und Talweg in der Stromstrecke von Sasbach (73,8 km unterhalb Basel) bis nach Straßburg im Verlauf der Hochwasser weitgehende Umlagerungen erfahren. Das gleiche sei in der Strecke Straßburg—Sondernheim vor deren Regulierung der Fall gewesen. Dagegen werde oberhalb Sasbach der Talweg immer stabiler, und seine Windungen seien gestreckter. Während unterhalb Sasbach die Abstände der Schwellen, also die Länge der Übergänge zwischen 600 bis 1000 m betrügen und nur ausnahmsweise 1000 m überstiegen, fänden sich oberhalb Sasbach schon eine große Anzahl Schwellen, die mehr als 1000 m auseinanderliegen, und von etwa 5 km unterhalb der schweizerisch-badischen Grenze bei Hüningen stromaufwärts wüchsen die Abstände rasch von 1400 m auf 2700 m an. In diesem Strombette würden die vorhandenen Wassertiefen und Sohlenbreiten für die Schiffahrt ausreichen, so daß Regulierungsbauten nicht notwendig seien.[16])

Die günstige Ausbildung des Talweges in der Rheinstrecke bei Hüningen ist dadurch veranlaßt, daß diese Strecke in Windungen verläuft, die dem Stromstrich eine beharrende Lage geben. Und der Grund für die günstigere Ausbildung des Talweges oberhalb Sasbach gegenüber der Strecke Sasbach—Sondernheim liegt darin, daß die Ufer oberhalb Sasbach weniger gestreckt verlaufen als unterhalb. Die Länge der gerade verlaufenden Rheinstrecken beträgt auf der 70,4 km langen Strecke Hüningen—Sasbach annähernd 41 % dieser Strecke und auf der 52,6 km langen Strecke Sasbach—Straßburg 60 %. Die stärkste Kürzung hat die 85 km lange Strecke Straßburg—Dettenheim (Sondernheim) erfahren, namentlich in ihrer unteren Hälfte. Die dortigen flachen Krümmungen, die dem Stromstrich keinen Halt bieten, zu den geraden Strecken gerechnet ergeben sich 67 % der gesamten Strecke. Die längste gerade verlaufende Rheinstrecke beträgt in den drei aufeinanderfolgenden Stromabschnitten: 2,4 km, 6 km bezw. 8 km. So ergibt sich, daß die günstigere Grundrißform der Uferlinien oberhalb Straßburg und mehr noch oberhalb Sasbach die Festlegung des Stromstriches nach den für die Schiffahrt entsprechenden Windungen wesentlich erleichtert. Und nach den für die geschiebeführenden, kanalartig gestalteten Flußläufen vorliegenden Erfahrungen kann einer Regulierung der Niederwasserrinne Straßburg—Basel ohne Vorbehalt zugestimmt und den Schleppzügen, die nach Straßburg gelangen, ein Weg bis nach Basel hinauf gebahnt werden.

Als besonderer Vorzug einer Regulierung ist zu erachten, daß sie den gerechten Ansprüchen der Uferbewohner in keiner Weise entgegensteht. Anders verhält es sich auch in dieser Hinsicht mit der von Frankreich geplanten Kraftwasserstraße Basel—Straßburg. Sie würde trotz sorgfältiger Ausführung eine stets drohende Gefahr für das anstoßende Gelände bilden und mit großem Schaden für die Uferbewohner verbunden sein, wie dies wiederholt in Fachschriften und in der Tagespresse dargestellt wurde: Die Ableitung von Rheinwasser bis zu 850 m³/Sek. in die Kraftwasserstraße mit der Bestimmung, daß wenigstens 50 m³/Sek. im Rheinbett zu verbleiben haben, wirkt sich hinsichtlich des Grundwasserstandes in den Rheinniederungen höchst nachteilig aus. Sodann wird das Rheinbett zwischen dem Rheinwehr oberhalb Kembs bis in die Nähe von Straßburg auf Monate hinaus vielfach trockenliegen und stellenweise mit stagnierendem, fauligem Wasser überdeckt sein. Die größte sekundliche Ableitung mit 850 m³ beträgt etwa 34 % der gewöhnlichen Hochwässer, so daß infolge der Wasserableitung eine Erhöhung der Rheinsohle eintreten würde.[17]) Auch in diesem Falle bietet die von der Zentralkommission für die Ausführung der Kraftwasserstraße aufgestellte Bedingung den Beschädigten keinen Schutz. Die Änderungen würden wohl bald in die Erscheinung treten, doch wäre es wiederum eine unlösbare Aufgabe, das Maß einer schädlichen Erhöhung der Stromsohle, das gerade nur infolge des Nachlassens der Förderkraft des Stromes verursacht wurde, einwandfrei zu bestimmen.

Ein weiterer folgenschwerer Eingriff in die Stromverhältnisse des Oberrheins beruht darauf, daß die in der Niederung zu erbauende Kraftwasserstraße in etwa 300 m Abstand vom Rh inufer ausgeführt werden soll und bei dieser Lage einen weitreichenden Einfluß auf den Ablauf der Hochfluten ausüben würde.

In dem 1889 erschienenen Werk „Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse“ (Fußnote 6) wird auf S. 239 angegeben: Auf die künstliche Begrenzung des Hochwasserbettes am Oberrhein hat sich die Tullasche Korrektion nicht erstreckt, vielmehr bestehen hierin noch ziemlich regellose Zustände. Auf dem rechten Ufer, von der Mündung der Wiese bis gegen Kehl, sind meist nur kulissenartig angeordnete Dämme. Auf dem gegenüberliegenden elsässischen Ufer sind die ehemals auch hier vorhandenen Einzeldämme mit der Zeit durch Ausbau der Lücken in Zusammenhang gebracht. Unterhalb Kehl-Straßburg bestehen beiderseits geschlossene Dammanlagen, die aber fast überall noch die früheren Windungen des Stromes umgehen, so daß sie streckenweise weit vom jetzigen Vollrhein abliegen. Das gegenwärtige Überschwemmungsgebiet stellt daher eine Aufeinanderfolge von mehr oder mind r weiten Becken dar, ein Zustand, der eine Verzögerung des Hochwasserabflusses bewirkt und so den Anwohnern der unteren Stromstrecken erwünscht erscheinen muß. Die Altrheine werden grundsätzlich nicht durch Hochwasserdämme abgeschlossen und dienen somit auch nach ihrer Auflandung bei Hochfluten als wirksame Entlastungsgerinne. — Seit 1889 hat die Begrenzung d s Hochwasserbettes nur geringe Änderungen erfahren.

Das Zuflußgebiet des Rheines erstreckt sich mit einer Fläche von 16,310 km² über das Hochgebirge. Diese Fläche beträgt im Verhältnis zur Gebietsfläche des Rheines: bei Basel 44,8 % — bei Straßburg oberhalb der Mündung der Kinzig 41,1 — an der Mündung der Lauter 32,5 — an der Mündung des Neckars 23,9 — an der Mündung des Maines 16,6 und an der Mündung der Mosel 11,8 %.[18]) Wird eine Hochflut vorwiegend durch die alpinen Zuflüsse hervorgerufen, wie dies in der warmen Jahreszeit Mai mit Oktober der Fall sein kann, dann besteht entsprechend der voraus angegebenen Zahlenreihe die größte Gefahr in der Rheinstrecke bis Straßburg, während dagegen in der winterlichen Jahreszeit, in der die Gewässer außerhalb des Hochgebirges starke Anschwellungen abführen, der Rhein unterhalb Straßburg in besonderem Maße gefährdet ist. Die umstehende Zusammenstellung 1 (S. 292) gibt ein Bild über den Verlauf der Sommerhochflut vom Juni 1876 und der Winterhochflut vom Dezember/Januar 1882/83.[19])

Im Verlauf der Hochfluten von 1876 und 1882/83 wurde das Hochwasserbett des Oberrheins an zahlreichen Stellen durchbrochen. Die Anzahl der Dammbrüche ist in der nachfolgenden Zusammenstellung 2 angegeben. Danach ist die Rheinstrecke zwischen Straßburg und Speyer als eine besonders häufig von Hochwasserschäden heimgesuchte zu betrachten. Die Hochwassergefahr abwärts von Straßburg, die durch das Auftreten außergewöhnlicher Anschwellungen im Winter wie im Sommer bedingt ist, wird durch die Beschaffenheit des Hochwasserbettes noch gesteigert. Seine Breite berechnet sich zwischen Basel und der Mündung der Lauter auf eine Länge von 183 km durchschnittlich zu 1,75 km und zwischen der Lauter und dem Neckar auf

[15]) Fußnote 1 in der Schweiz. Bauztg. 1921, Bd. 77, S. 276, r. Sp.

[16]) Schweiz. Bauztg. 1922, Bd. 80, S. 75.

[17]) Vergl. Contag a. a. O. (Fußnote 2), sodann G. de Thierry, „Die Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel bis Straßburg, Stimmen zu dem französischen Plan des Seitenkanals“, Zentralbl. d. Bauverw. 1925, S. 137 u. 138.

[18]) „Der Rheinstrom“ usw. wie in Fußnote 6, S. 6 u. f., sodann S. 24.

[19]) „Ergebnisse der Untersuchung der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet, hier über das Auftreten und den Verlauf der Hochwasser von 1824, 1845, 1852, 1876 und 1882/83“, bearbeitet und herausgegeben von dem Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden. Berlin 1891. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Zusammenstellung 1.

Name der Pegelstation am Rhein (Bodensee) oder der Pegelstation eines wichtigeren Zuflusses zwischen Basel und Oppenheim	Entfernung in km der Pegelstation: oder der Mündungsstelle des Zuflusses von der alten Rheinbrücke in Basel	Entfernung in km der Pegelstation: des Zuflusses von dessen Mündung in den Rhein	Wasserstand am Pegel und Anschwellungshöhe in cm, letztere gleich dem Unterschiede zwischen dem höchsten Stande des Hochwassers und dem im Winter voraus beobachteten niedrigsten Beharrungsstande: Juni 1876: Tag und Stunde der Beobachtung	Juni 1876: höchster Wasserstand	Juni 1876: Beharrungsstand im Februar 1876	Juni 1876: Anschwellungshöhe	Dezember/Januar 1882/83: Tag und Stunde der Beobachtung	Dezember/Januar 1882/83: höchster Wasserstand	Dezember/Januar 1882/83: Beharrungsstand im Februar 1882	Dezember/Januar 1882/83: Anschwellungshöhe
Konstanz (Bodensee) . .	167	—	18. 8a	561	270	291	4. I. 8a	392	243	149
Waldshut (Rhein mit Aare) . . .	62	—	12.12p	667	145	522	26. 8a	560	100	460
Basel	0	—	13. 5a	657	39	618	28.12a	560	22	538
Lörrach-Wiese .	3	8	13. 6a	149	140	9	27.12p	400	97	303
Hüningen	4	—	13. 4a	789	154	635	28.10a	703	99	604
Altbreisach . . .	59	—	13. 5p	670	148	522	28.10p	620	117	503
Emmendingen-Elz	88	20	12.12p	189	42	147	27.12p	330	15	315
Rheinau	95	—	13.12p	588	129	459	28.12p	594	134	460
Straßburg (Kehl)	127	—	15. 6a	670	184	486	29. 9p	670	154	516
Schwaibach-Kinzig	132	35	13. 6a	207	69	138	27.12p	515	54	461
Kolmar-Jll. . .	141	104	14. 5a	190	106	84	28.12a	447	97	350
Oberkirch-Rench	149	31	13. 6a	54	9	45	27.12p	200	5	195
Söllingen	161	—	15.12p	693	192	501	30. 5a	719	169	550
Rastatt-Murg. .	178	9	13. 6a	129	30	99	27. 9p	520	26	494
Maxau	196	—	16.12a	795	273	522	30. 5p	825	248	577
Speyer	234	—	18.11p	841	271	570	31.11p	886	209	677
Mannheim . . .	259	—	19. 6a	871	238	633	29. 9a	917	203	714
Diedesheim-Neckar.	262	83	14. 6p	417	84	333	28. 5a	845	68	777
Worms	277	—	18.12a	536	− 6	542	29. 7a	622	−32	654
Oppenheim . . .	314	—	19.12p	494	52	442	29. 2p	562	15	547

eine Länge von 79 km zu durchschnittlich 1,43 km, sonach nur zu 82 % der mittleren Breite des Flutbettes auf der oberen Stromstrecke.[20]) Danach steht das Hochwasserbett nicht in Übereinstimmung mit der Wasserführung und dem besonders von Straßburg aus rasch abnehmenden Wasserspiegelgefälle. Dies erklärt auch den Verlauf der Anschwellungshöhen an den aufeinanderfolgenden Pegeln in der Zusammenstellung 1. Sie fallen ab von Basel bis nach Rheinau — die Anschwellungshöhe in dem engen Flutquerschnitt bei Hüningen ausgenommen —, steigen dann an bis Mannheim und gehen von dort aus wieder zurück. Dieses Verhältnis besteht im großen und ganzen bei allen Hochwasservorgängen, unabhängig davon, daß der Neckar die Anschwellungshöhe bei Mannheim in der Regel beherrscht und der Pegel Speyer noch im Rückstaugebiet des Neckars steht.

Zusammenstellung 2.

Zwischen den Pegelstationen	Entfernung in km von der alten Rheinbrücke in Basel: von	bis	Anzahl der Dammbrüche auf dem linken Ufer im Verlauf der Hochflut vom Juni 1876	rechten Ufer im Verlauf der Hochflut vom Juni 1876	linken Ufer im Verlauf der Hochflut vom Dez./Januar 1882/83	rechten Ufer im Verlauf der Hochflut vom Dez./Januar 1882/83
Basel und Altbreisach	0	59	4	1	—	—
Altbreisach und Straßburg .	59	127	5	4	—	1
Straßburg und Lauterburg .	127	183	—	2	2	1
Lauterburg und Speyer . . .	183	234	1	3	5	6
Speyer und Worms	234	277	1	1	4	6
zusammen	0	277	11	11	11	14
zusammen links und rechts	0	277	22		25	

[20]) „Der Rheinstrom", S. 68 u. 69.

Von den 47 Dammbrüchen, die im Verlauf der beiden Katastrophen-Hochwasser eintraten, haben 22, also nahezu die Hälfte aller Dammbrüche vor Eintritt des höchsten Rheinstandes stattgefunden, 10 Dammbrüche bei höchstem Stande und 15 nach dessen Eintritt. Die Zahl 22 spricht für die geringe Widerstandsfähigkeit des zumeist aus sandigem Boden bestehenden Untergrundes der mit wenigen Ausnahmen aus grauer Vorzeit stammenden Dämme. Ein Überfluten der Dämme fand statt: 1876 nur an einer Stelle zwischen Altbreisach und Kehl und 1882/83 an zwei Stellen zwischen Lauterburg und Speyer. Nach Ablauf eines Hochwassers wird regelmäßig je nach den Beobachtungen das Hochwasserbett an einzelnen Stellen verbessert, der Untergrund der Dämme verstärkt, der beschädigte Dammkörper widerstandsfähiger hergestellt und die Krone der Dämme „in der Regel 0,80 m über den höchstbekannten Wasserstand gelegt", soweit ein solcher im Verlauf des Hochwassers beobachtet worden war.[21])

Bei jeder außergewöhnlichen Hochflut, wie solche im vorigen Jahrhundert in den Jahren 1817, 1824, 1852, 1876 und 1882/83 aufgetreten sind, wurde infolge von Dammbrüchen ein Teil der eingedämmten Niederungen überschwemmt und je nach dem Fassungsvermögen dieser Niederungen die Höhe der Flutwellen abgesenkt und ihr Ablauf verzögert. Unter den „höchstbekannten", für die Höhenlage der Dammkrone maßgebenden Wasserständen sind daher solche zu verstehen, die in dem entlasteten Flutbett beobachtet wurden und um ein erkleckliches Maß unter der Höhe verblieben sind, die die Flutwelle bei einem geschlossenen Ablauf erreicht hätte.

In einem am 1. März 1888 der Obersten Baubehörde in München vorgelegten Bericht habe ich die Absenkung der Flutwelle auf der bayerisch-badischen Rheinstrecke infolge der Dammbrüche nach meinen Studien über die Hochwasserverhältnisse am Rhein beim badischen Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie schätzungsweise zu einem Meter angegeben. Meine Angabe bestätigt eine 1908 erschienene Veröffentlichung des Zentralbureaus, nach der beim Ablauf einer geschlossenen Flutwelle der Rhein während der Hochwasserkatastrophe von 1882/83 zu Mannheim nahezu 100 cm höher gestiegen wäre und dabei sekundlich über 1000 m³ mehr abgeführt hätte. Die Fläche der eingedämmten Niederungen vom oberen Ende der Rheinebene bis hinunter nach Mannheim wird zu 897 km² angegeben. Hiervon seien 1882/83 durch Dammbrüche und Dammüberströmungen 205 km² überflutet worden, das sind 23 % der vorgenannten Fläche und 38 % der Fläche des Bodensees mit 538 km² bei mittlerem Wasserstande. Die Tiefe der Überschwemmung in den Niederungen, deren Umdämmung durchbrochen wurde, hätte betragen: im oberen Stromabschnitt bis gegen Maxau 1,50 m, zwischen Maxau und Speyer 2,0 m und im unteren Teil 2,50 m.[22]) Wie bei diesem Hochwasservorgang ist auch bei den sonstigen außergewöhnlichen Hochfluten die Verzögerung des Ablaufes der Fluten im Oberrhein zugunsten der unteren Stromstrecken nicht allein der „Aufeinanderfolge von mehr oder minder weiten Becken" des gewöhnlichen Hochwasserbettes zu verdanken, sondern mehr noch dem Ausbruch der angestauten Fluten aus diesem Bett.

Seit dem Sommer 1876 und dem Winter 1882/83 ist im Oberrhein kein außergewöhnliches Hochwasser aufgetreten, wodurch begreiflicherweise die Sorge gegenüber der drohenden Gefahr in den Hintergrund getreten ist. Es kann daher nicht oft genug hervorgehoben werden: Außergewöhnliche Hochfluten — zeitweise auch in kurzer Aufeinanderfolge — werden im Oberrhein stets wiederkehren, und nach den vorliegenden Aufzeichnungen ist wahrscheinlich sogar mit einer größeren sekundlichen Hochwassermenge zu rechnen, als sie sich 1876 und 1882/83 bei einem geschlossenen Abfluß ergeben hätte.

Einen vordringlichen Grund, auf die Hochwasserverhältnisse zu achten, ergibt auch die von der französischen Regierung geplante Kraftwasserstraße Basel—Straßburg. Durch deren Herstellung würde das Hochwasserbett eingeschnürt, und — was die Hauptsache wäre — ausgedehnte Niederungen, in die sich seither die Hochfluten infolge von Dammbrüchen entlastet und die seither als Sicherheitsventile gedient haben, würden abgeschlossen werden. Es müßte daher längs des ganzen Oberrheins eine neue Regelung des Hochwasserschutzes getroffen werden.[23])

Die Kraftwasserstraße ist in Hinsicht auf die eigentümlichen Hochwasservorgänge im Oberrhein kein spruchreifes

[21]) „Der Rheinstrom", S. 239 r. Sp.

[22]) Heft 8, S. 39 der „Ergebnisse der Untersuchung der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet". Bearbeitet und herausgegeben von dem badischen Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie. Berlin 1908. Wilhelm Ernst & Sohn.

[23]) Unter dem Zeichen „M" erschien die Abhandlung: „Der Oberrhein und seine Hochwassergefahr", Süddeutsche Bauztg. 1911, S. 244 bis 248. Sodann Faber: „Die Hochwassergefahr am Oberrhein mit besonderer Berücksichtigung der bayerisch-badischen Rheinstrecke", Deutsche Bauzeitung 1920, S. 293 bis 296, 298 u. 299 und Deutsche Bauztg. 1921, S. 150 bis 152.

Unternehmen. Die Internationale Zentralkommission für die Rheinschiffahrt hätte den Nachweis zu fordern, daß infolge der durch die Kraftwasserstraße hervorgerufenen Änderung im Hochwasserbett — wozu auch die Abschwächung der Förderkraft des Stromes infolge der sekundlichen Ableitung von 850 m³ Rheinwasser zählt — die Hochwassergefahr und der Hochwasserschaden auf dem rechten Rheinufer zwischen Basel und Straßburg sowie für die in besonderem Maße bedrohte Strecke Straßburg—Speyer nicht gesteigert wird und eine schädliche Auswirkung für die weiter abwärts gelegene Rheinstrecke nicht besteht. Sicher ist anzunehmen, daß ein Hochwasserschutz, der die Erfahrungen über den Verlauf der Hochfluten berücksichtigt und die gerechten Ansprüche der Uferbewohner erfüllt, nur mit außerordentlichen, technischen und administrativen Schwierigkeiten und großen Kosten erreichbar sein wird.

Die Erwägungen über die Ausführung einer Kraftwasserstraße Basel—Straßburg stimmen sowohl in Hinsicht auf die Belange der Schiffahrt als auch auf die der Rheinuferbewohner darin überein, daß die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt nur durch eine Rheinregulierung in sachlicher und befriedigender Weise herzustellen sein wird. Das Land aber, von dessen schnee- und eisbedeckten Bergen die Gewässer abfließen, durch die der Rheinstrom zur größten und bedeutendsten Binnenwasserstraße Europas werden konnte und durch die es möglich zu machen wäre, die Niederwasser des Stromes zu erhöhen und seine Leistungsfähigkeit noch zu steigern, darf wohl mit Recht den Anspruch erheben, an den wirtschaftlichen Vorteilen der Rheinstraße in vollem Umfange teilzunehmen.[24])

[24]) Faber, Vortrag gehalten zu Basel am 9. März 1907, „Über die Schiffahrtsprojekte in Bayern und deren volkswirtschaftliche Bedeutung". In diesem Vortrag wurde auch die Regulierung des Oberrheins eingehend besprochen. Veröffentlicht in der Zeitschrift „Die Rheinquellen", Basel 1907, Nr. 4, 5 u. 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Die ausnutzbaren Wasserkräfte der Erde.

Von Berat. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Leiner**, zurzeit Stolp-R. (Pomm.).

Die wirtschaftlichen und energiewirtschaftlichen Schwierigkeiten nach dem Weltkriege drängten in allen Kulturstaaten dazu, dem Ausbau der Wasserkräfte besondere Beachtung zu schenken. In vielen Staaten wurden die Wasserkraftbestrebungen noch dadurch gefördert, daß entweder, wie beispielsweise in Österreich und Deutschland, durch die Friedensverträge die bisherige Kohlenbasis der Industrie stark beschnitten wurde, oder daß genaue Erhebungen über die Kohlenvorräte und den voraussichtlichen zukünftigen Kohlenverbrauch zur sparsameren Bewirtschaftung der sich allmählich erschöpfenden Wärmekraftquellen drängten.

Bei der statistischen Erfassung der Wasserkräfte kommen folgende Ermittlungsverfahren in der Abstufung vom rohesten Überschlag bis zu großer Genauigkeit zur Anwendung:

1. Schätzung oder Ermittlung der Abflußmenge aus der Niederschlaghöhe eines Gebietes und seiner Abflußziffer. Schätzung oder Ermittlung der mittleren Höhe des betreffenden Gebietes gegenüber seinen Vorfluttiefpunkten. Ebenen mit einem für die praktische Kraftausnutzung ungenügenden Gefälle werden in den unteren Vorflutgebieten ganz ausgeschaltet, in den oberen zwar für die Ermittlung der Abflußmenge berücksichtigt, für die Feststellung der mittleren Höhe aber in Abzug gebracht. Gerechnet wird mit dem mittleren Abfluß und einem entsprechend dem notwendigen Fließgefälle verringerten Gefälle.

2. Untersuchung einzelner Flußgebiete. Die Höhen des Mittelwassers werden als Ordinaten, die zugehörigen Niederschlaggebiete als Abszissen aufgetragen. Die so entstehenden Flächen ergeben nach Multiplikation mit einer Abflußziffer die Rohwasserkräfte des Flusses. Sind bereits Wassermengenmessungen vorgenommen, so werden statt der Niederschlaggebiete genauer diese gemessenen Abflußmengen als Abszissen aufgetragen[1]) (Pöbingsche Darstellung). Die Rechnung bezieht sich am besten auf Mittelwasser, kann sich aber auch auf andere Abflußmengen gründen.

3. Überschläglicher Entwurf der einzelnen Kraftnutzungsanlagen eines Flußgebietes einschl. überschläglicher Ermittlung der jährlich nutzbaren Energie. Als Wassermengen können berücksichtigt werden: Hochwasser, Mittelwasser, Niedrigwasser, Dreimonatswasser, Sechsmonatswasser, Neunmonatswasser sowie jede andere zweckentsprechende Wassermenge. Bei wenig ausgeglichenem Abfluß eines Flusses entspricht das Mittelwasser etwa der Viermonatswassermenge (also der in vier Monaten eines Jahres mindestens vorhandenen Wassermenge), bei ausgeglichenem Abfluß etwa der Viereinhalbmonatswassermenge. Zu unterscheiden von den genannten Wassermengen ist die ausgebaute Wassermenge. Sie pflegt bei spitzenfähigen Werken gleich der eineinhalbfachen bis dreifachen, bei typischen Spitzenwerken gleich der fünffachen bis zehnfachen Mittelwassermenge zu sein. Praktisch von Bedeutung ist auch die mittlere Betriebswassermenge oder Nutzwassermenge. Sie ist stets kleiner als die Mittelwassermenge (höchstens dieser gleich), da auch bei bester Speicherung und anpassungsfähigem Stromverbrauch gelegentlich Wasserverluste unvermeidlich sind.

4. Genauer Entwurf der einzelnen Kraftnutzungsanlagen eines Flußgebietes einschl. genauer Ermittlung der jährlich nutzbaren Energie. Bezüglich der Wassermengen gilt das unter 3 Gesagte.

Bei den Wasserkraftstatistiken der einzelnen Regierungen und Fachleute besteht nun keinerlei Einheitlichkeit, so daß die für die einzelnen Länder veröffentlichten Berechnungen und Schätzungen nur schwer miteinander verglichen werden können. Das zeigt sich auch bei den Berichten zur ersten Weltkraftkonferenz in London. Es würde sich für weitere derartige Arbeiten empfehlen, die Statistik international zu vereinheitlichen.

[1]) Vergl. Leiner, Zur Aufteilung von Wasserkraftflüssen. „Die Bautechnik" 1924, S. 523.

Ich möchte dazu folgendes vorschlagen: Die sicherste Grundlage wäre die Schätzung der Energieerzeugung und Angabe der jeweils ausgebauten Erzeugung. In Ermanglung dessen wird grundsätzlich die Leistung der Kraftwerke bei Mittelwasser Q_M festgestellt. Ist das Werkgefälle hierbei H_{Mw}, so ist die Rohwasserkraft am Werk

$$N_{ow} = \frac{1000 \cdot 0{,}736}{75} Q_M H_{Mw} \text{ kW} = 9{,}8\, Q_M H_{Mw} \text{ kW}.$$

Bei der praktischen Ausnutzung der Rohwasserkraft N_{ow} treten Verluste bei den Turbinen und Stromerzeugern auf. Ist der Wirkungsgrad der Turbinen im Durchschnitt 0,826 und der Wirkungsgrad der Stromerzeuger im Durchschnitt 0,926, dann ergibt sich die Nutzwasserkraft als

$$N = 7{,}5\, Q_M H_{Mw} \text{ kW}.$$

Die hier eingesetzten Wirkungsgrade für Turbinen und Stromerzeuger werden bei neueren und größeren Anlagen, wie sie der vollkommene Ausbau der Wasserkräfte eines Landes anzunehmen gestattet, erreicht werden.

Rechnet man mit einer mittleren Nutzwassermenge (zur Energieerzeugung im Jahresdurchschnitt sekundlich ausgenutzte Wassermenge) von 0,685 des Mittelwassers Q_M, was einer auf Q_M bezogenen Betriebsstundenzahl von $0{,}685 \cdot 8760 = 6000$ Betriebsstunden entspricht, so wird die praktisch nutzbare Jahresenergie

$$E = 6000\, N \text{ kWh} = 4500\, Q_M H_{Mw} \text{ kWh}.$$

Eine derartige Berechnung berücksichtigt weder die Aufspeicherungsmöglichkeit des Wassers noch die Ausbaugröße der Wasserkraft. Die Ausbaugröße interessiert die Energiewirtschaft nicht weiter; sie ist lediglich eine Frage der richtigen Ausbautechnik und darf bei überschläglichen Betrachtungen im Durchschnitt für das ganze Land etwa zu $1{,}8\,N$ gesetzt werden. Der wahre Wert liegt bei Ländern ohne Speicherfähigkeit etwas tiefer, bei denen mit großer Speicherfähigkeit etwas höher. Dementsprechend ist die Betriebsstundenzahl in Beziehung zur Ausbauhöhe geringer, im Mittel etwa $6000 : 1{,}8 =$ rd. 3300 Std., so daß also mit einer Ausnutzungsziffer von $3300 : 8760 =$ rd. 0,38[2]) gerechnet wird.

Die Möglichkeit der Wasserspeicherung hat auf die Energieausbeute einen wesentlichen Einfluß. Er wird aber am besten nicht in der grundlegenden Bestimmung von N und E, sondern durch erläuternde Zusätze im Sinne kleiner, mittlerer oder großer Speicherfähigkeit berücksichtigt. Im ersteren Fall ist die errechnete Energiemenge etwas zu groß, im letzteren etwas zu gering zu denken.

Bei der bisherigen Abschätzung der Wasserkräfte in den Kulturländern ist man von anfangs kleinen Werten zu immer größeren gekommen. Der Grund liegt nicht allein in der allmählichen Erhöhung der Wirkungsgrade der Turbinen und Stromerzeuger, sondern auch, und zwar vorwiegend, in der Vervollkommnung der Ausbautechnik, der örtlichen Energieverwertung und der Energieübertragung. So sind zahlreiche Wasserkräfte, die man früher wegen der Geringfügigkeit des Gefälles oder der örtlich ungünstigen Lage zu den Kulturzentren als nicht ausbauwürdig ansah, heute bereits als wertvolle Energiequellen erkannt. Ein weiterer Grund für die allmähliche Vergrößerung der Schätzungszahlen ist die Tatsache, daß ein Wasserkraftgebiet sich um so ausbauwürdiger zu erweisen pflegt, je eingehender man sich mit ihm beschäftigt.

[2]) Die deutsche „Statistik der Vereinigung der Elektrizitätswerke" weist für 1920 eine Ausnutzungsziffer von 0,28 nach. Im Hinblick auf die geringe mittlere Ausbauhöhe ($1{,}8\,Q_M$) und den großen Anteil elektrochemischer und elektrothermischer Industrien bei restloser Wasserkrafterschließung erscheint die Annahme des mittleren Ausnutzungsfaktors mit 0,38 angemessen.

Die Berichte zur ersten Weltkraftkonferenz in London beruhen, wie bereits erwähnt, auf den verschiedenartigsten Annahmen für den Begriff „Wasserkraft". Sie sind infolgedessen nicht miteinander vergleichbar und überdies auch häufig noch in sich widersprechend. Ähnliches gilt für die sonstigen, in der Fachliteratur veröffentlichten Energieschätzungen einzelner Länder.

Unter kritischer Verarbeitung dieser sowohl in der Güte als auch in der Form verschiedenartigen Zahlenwerte und unter Ergänzung durch eigene Schätzung kommt Verfasser auf die in nachfolgender Tafel zusammengestellten Wasserkraftvorräte der Erde und ihre praktisch nutzbare Energie.

Tafel 1. Wasserkräfte der Erde, berechnet für mittlere Wasserführung der Flüsse. Ausbauzustand etwa für das Jahr 1923.

	Mittelwasserleistung			Jährlich nutzbare Energie	Speicherungsmöglichkeit
	vorhanden	ausgebaut und im Bau	noch verfügbar		
	10^6 kW	10^6 kW	10^6 kW	10^9 kWh	
1	2	3	4	5	6
Europa	81,00	—	—	486,0	
Belgien	0,08	—	0,08	0,5	
Bulgarien . . .	1,30	0,03	1,27	7,8	
Dänemark . .	0,08	—	0,08	0,5	
Deutschland .	3,60	0,80	2,80	21,6	mittelgut
England . . .	1,00	0,15	0,85	6,0	
Estland	0,10	0,01	0,09	0,6	gut
Finnland . . .	2,00	0,08	1,92	12,0	gut
Frankreich . .	8,50	1,00	7,50	51,0	mittelgut
Griechenland	0,15	0,01	0,14	0,9	
Italien	5,59	0,85	4,74	33,6	gut
Jugoslawien .	7,00	0,07	6,93	42,0	mittelgut
Niederlande .	0,02	—	0,02	0,1	
Norwegen . .	12,00	0,84	11,16	72,0	gut
Deutsch-Österreich . .	3,00	0,42	2,58	18,0	
Polen	3,00	0,06	2,94	18,0	
Rumänien . .	1,80	—	1,80	10,8	
Rußland (europäisch)	10,00	0,30	9,70	60,0	
Schweden . .	12,00	1,04	10,96	72,0	gut
Schweiz . . .	3,00	0,89	2,11	18,0	gut
Spanien . . .	5,00	1,39	3,61	30,0	mittelgut. Wasser sehr unstet
Tschecho-slowakei . .	1,50	0,12	1,38	9,0	mittelgut
Ungarn	0,10	—	0,10	0,6	
Asien	140,00	—	—	840,0	
Niederländ.-Indien . . .	10,50	0,06	10,44	63,0	
Indien mit Himalaja . .	14,00	0,37	13,63	84,0	
Japan	9,86	0,67	9,19	59,2	
Sibirien	36,00	0,05	35,95	216,0	
Kaukasien . .	11,20	0,04	11,16	67,2	
Afrika	240,00	—	—	1440,0	
Amerika	190,00	—	—	1140,0	
Nordamerika .	120,00	—	—	720,0	
Südamerika .	70,00	—	—	420,0	
Vereinigte Staaten . .	41,05	4,20	36,85	222,3	
Kanada	23,78	1,55	22,23	142,68	
Australien . . .	20,00	—	—	120,0	
Ganze Erde . .	671,00	—	—	4026,0	

Infolge sorgfältiger Untersuchung aller Einzelflußgebiete der europäischen Kulturstaaten können die bezüglichen Wasserkraftschätzungen als einigermaßen der Wirklichkeit entsprechend gelten. Demgegenüber erscheinen die Schätzungen der amerikanischen und australischen Wasserkräfte noch entwicklungsfähig, zumal wenn man den europäischen Maßstab der Ausnutzung auch kleinster Kräfte zugrunde legt. Noch weit größere Schätzungsreserven dürften bei Asien und Afrika vorhanden sein.

Die Speicherfähigkeit wurde für Europa in Spalte 6 gekennzeichnet. Fehlen eines Vermerkes bedeutet geringe Speicherfähigkeit. Über die Speicherfähigkeit außereuropäischer Länder wurde bisher wenig bekannt. Dort bedeutet das Fehlen eines diesbezüglichen Vermerkes vorerst keine Verneinung der Speicherfähigkeit. Bekanntlich sind die Vereinigten Staaten sogar in der Ausführung großer Talsperrendämme konstruktiv in gewisser Hinsicht vorangegangen (Spülverfahren, Stahldichtung u. dergl.).

Für Deutschland ergibt sich eine jährlich nutzbare Wasserkraftenergie von $21{,}6 \cdot 10^9$ kWh oder in 1000 Jahren $21{,}6 \cdot 10^{12}$ kWh bezw. $21{,}6 \cdot 860 \cdot 10^{12} = 185{,}8 \cdot 10^{14}$ kcal.

Nach einer Statistik des Reichswirtschaftsministeriums, mitgeteilt von Klingenberg[3]) in seinem Vortrage „Energiewirtschaft und Wasserkraft", hat die deutsche Energiewirtschaft mit folgenden Werten zu rechnen:

Tafel 2. Deutsche Energiewirtschaft nach amtlicher Feststellung.

Energieträger	Vorhanden			Stromerzeugung 1919	%	Förderung		Erschöpfung in Jahren
	10^9 t	10^{14} kcal	%	10^9 kWh		10^6 t 1913	10^6 t 1919	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Steinkohle bis 2000 m	305,0	20 130	98,20	3,191	52	190	117	1000
Braunkohle	13,4	281	1,37	2,322	38	87	94	90
Torf	0,85	23	0,11	gering	—	—	—	—
Wasserkraft in 1000 Jahren . .	kWh $7{,}6 \cdot 10^{12}$	65	0,32	0,614	10	—	—	—
Zusammen	—	20 499	100,00	6,137	100	—	—	—

Nach dieser amtlichen Schätzung würde die 1000jährige Wasserkraftenergie nur etwa $^1/_3$ % der deutschen Energievorräte betragen. Der Wirklichkeit näher dürfte die aus Tafel 1 berechnete Energie von $185{,}8 \cdot 10^{14}$ kcal kommen. Das ist annähernd 1 % der Gesamtenergievorräte.

In der praktischen Ausnutzung stellt sich die Wasserkraft noch etwas günstiger. Es gelingt die Verwertung der elektrischen Energie fast verlustlos, während bei der Erschließung der Kohlenenergie recht erhebliche Verluste eintreten. Der praktisch nutzbare Wert der Kohle kann in der Wärmewirtschaft im Gesamtdurchschnitt nur etwa gleich der Hälfte des theoretischen Wertes gerechnet werden. Noch wesentlich ungünstiger ist der Wirkungsgrad bei der Umformung von Wärmeenergie in mechanische oder elektrische Energie. Man darf ihn im Gesamtdurchschnitt mit etwa 10 % veranschlagen. Rechnet man nun, daß 65 % des gesamten Energieverbrauches in der Wärmewirtschaft und 35 % in der Arbeitswirtschaft stattfinden, so werden von der gesamten Wärmeenergie der Gruppe „Steinkohle, Braunkohle, Torf" $65 \cdot 0{,}50\ \% + 35 \cdot 0{,}10\ \% = 36\ \%$ in der Praxis nutzbar gemacht, während die Wasserkraftenergie mit etwa 95 % auswertbar ist. Für den praktisch nutzbaren Energievorrat erhält man also folgende Ziffern:

Steinkohle, Braunkohle und Torf

$$20\,434 \cdot 0{,}36 \cdot 10^{14} = 7356 \cdot 10^{14}\ \text{kcal} = 97{,}66\ \%,$$

Wasserkraft in 1000 Jahren

$$185{,}8 \cdot 0{,}95 \cdot 10^{14} = 177 \cdot 10^{14}\ \text{kcal} = 2{,}34\ \%.$$

Es sei hier beiläufig bemerkt, daß die amtliche Statistik unter der Annahme „1 kg Steinkohle = 3,14 kg Braunkohle = 2,47 kg Torf = 0,735 kWh Wasserkraft" trotz des geringen Ansatzes der Wasserkraftenergie einen größeren Wertigkeitsanteil der letzteren, nämlich 3,3 %, ermittelt. Die Ursache ist darin zu suchen, daß dort in einer der tatsächlichen Verwendung nicht entsprechenden Weise lediglich der arbeitswirtschaftliche Wert der Kohle mit dem thermischen Wirkungsgrade von 9,58 % angesetzt wurde (Durchschnittsheizwert 6600 kcal). [4])

Wesentlich wertvoller als in der allgemeinen Energiewirtschaft sind die Wasserkräfte in der Elektrizitätswirtschaft des Landes. Es wurden nach Tafel 2 im Jahre 1919 $6{,}137 \cdot 10^9$ kWh in öffentlichen Elektrizitätswerken erzeugt, wogegen nach Tafel 1 Spalte 5 $21{,}6 \cdot 10^9$ kWh allein durch Wasserkraft bereitgestellt werden könnten. Hier bestehen erhebliche Entwicklungsmöglichkeiten. Bedenkt man, daß nach Erschöpfung der Kohlenvorräte die künftige Menschheit in höchste Bedrängnis kommen müßte, wenn ihr nicht die Erschließung neuer Energiewerte, beispielsweise der Energie der Wassertröpfchen in den Wolken u. dergl. gelingen sollte, so erscheint die restlose Ausnutzung der Wasserkräfte gewissermaßen als eine Anstandspflicht den kommenden Geschlechtern gegenüber. Über alle derartige Erwägungen sparsamer Vorsorgewirtschaft würde sich aber die heutige Menschheit sicher hinwegsetzen, wenn der Ausbau der Wasserkräfte sich wirtschaftlich nicht mindestens ebenso günstig gestalten ließe wie die Ausnutzung der Kohlenenergie. Hier liegen Pflichten und Erfolgmöglichkeiten hochwertiger Wasserkraftplanung. Es gilt, das Rohgefälle der Kraftwasserflüsse restlos zu erfassen, mit kleinstmöglichen Baukosten große Wassermengen bei kleinsten Gefällverlusten zu den Turbinen zu bringen, dort mit höchstem Wirkungsgrade zu nutzen und die gesamte Wasserführung der Flüsse weitestgehend der gewünschten Energienutzung anzupassen.

[3]) Z. d. V. d. I. 1921, S. 401.

[4]) Die Zahlen 9,58 und 6600 sind von mir rechnerisch ermittelt, dürften aber wohl zutreffen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Mai erschienene Heft 9 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur Josef Kirschenhofer: Die staatliche Hauptkraftwagenwerkstätte in Bamberg für das Reichspostministerium Abtlg. VII in München. — Dr.-Ing. A. Geßner: Über den Einfluß der Magerung von Beton aus hochwertigem und handelsüblichem Portlandzement. — Privatdozent Ing. P. Pasternak: Die baustatische Theorie biegefester Balken und Platten auf elastischer Bettung.

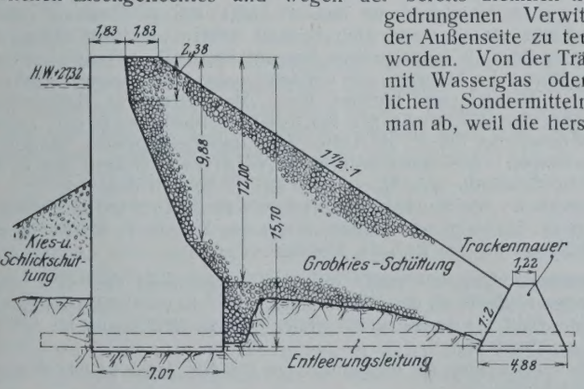
Die Wiederherstellung einer beschädigten Massiv-Bogenstaumauer in Colorado bietet nach einem Berichte von I. E. Field in Eng. News-Rec. vom 10. Dezember 1925 eine Reihe neuer und bemerkenswerter Erfahrungen:

Es handelt sich um die etwa 15 m hohe und 300 m lange Staumauer bei Manitou City, Colorado, bei der nach einer Untersuchung des Berichterstatters die vorhandenen Kräfte zum großen Teil von der Bogenwirkung aufgenommen wurden, die Beschaffenheit des Betons eine recht minderwertige war und aus diesen beiden Gründen die dringende Gefahr des Bruches bestand. Außerdem war im unteren Teil der Beton der Außenseite einmal infolge von Durchsickerung, dann aber — infolge einer Höhenlage von 2700 m — vor allem durch die Einwirkungen strenger und anhaltender Fröste stark beschädigt. Das Mauerwerk besteht aus Beton, in dem große Blöcke des in unmittelbarer Nähe gewonnenen Granits eingebettet sind; sein Mischungsverhältnis betrug 1 Teil Zement auf 3 Teile gequetschten, ungewaschenen Granitsand. Der verwendete Zement war seinerzeit in Denver untersucht und als einwandfrei befunden worden, dagegen waren von dem fertigen Betongemisch vor der Ausführung keinerlei Proben gemacht worden. Diese fanden vielmehr erst statt, als man vor der Frage der Wiederherstellung stand, und ergaben, daß das fertige Gemenge wohl sehr rauh und spröde war, ohne vorherige gründliche Waschung der Zuschläge jedoch an Festigkeit zu wünschen übrigließ; das einzelne Korn splitterte leicht ab und konnte mit den Fingern aus dem Gefüge gebrochen werden. Der Splittsand enthielt einige lösbare Bestandteile, die sich vermutlich in den Auswitterungen wiederfinden, die ebenso wie beim Gem-Lake-Damm[1]) die Rückseite der Mauer bedeckten, an manchen Stellen 1,3 cm stark und offenbar kalkhaltiger Natur waren. Bei den alsdann auch aus dem Bauwerk genommenen Proben wurde nämlich — soweit bestimmbar — noch der volle Zementgehalt im Beton festgestellt, und das sich im Staubecken sammelnde Wasser besteht lediglich aus geschmolzenem Schnee und hat im Höchstfalle 5 km weit über Granitfelsen zu laufen, ist also ausnahmsweise rein.

Offenbar sind zwei Fehler begangen worden, die in der Verwendung gequetschten Granits als Sand und in nachlässiger Arbeit beim Mischen und Einbringen des Betons bestehen.

Für die Wiederherstellung wurde eine Reihe von Vorschlägen gemacht, die jedoch alle recht beträchtliche Kosten erfordert hätten: Verkleidung der einen oder anderen Mauerseite mit Beton, Ausbetonierung der inneren Wölbung und dadurch Verwandlung der Massiv-Bogenmauer in eine eigentliche Schwergewichtmauer mit zu isolierender Vorderseite. Eine Hauptschwierigkeit hätte dabei die Verbindung des alten mit dem neuen Beton zu wenigstens annähernd monolithischer Wirkung gebildet; die in diesem Sinne wirkenden Verzahnungen, Verdübelungen u. dergl. konnten nicht in Frage kommen, da sie ebenso viele Angriffspunkte für die Durchsickerung gebildet hätten.

Die weiter vorgeschlagene Aufbringung einer Isolierhaut hätte ihren Zweck selbst dann verfehlt, wenn sie tadellos auf dem Beton gehaftet hätte, da dieser seinerseits zu brüchig war. Ein Überzug mit Spritzbeton wäre wegen der Notwendigkeit einer gründlichen Verankerung des dazu erforderlichen Eisengeflechtes und wegen der bereits ziemlich tief eingedrungenen Verwitterung der Außenseite zu teuer geworden. Von der Tränkung mit Wasserglas oder ähnlichen Sondermitteln sah man ab, weil die herstellen-



den Firmen unter den obwaltenden Umständen keine Gewähr für Erfolg leisten konnten.

Es wurde also endlich die in der Abbildung dargestellte Ausführung gewählt, bei der die Rückseite bis zur vollen Höhe durch eine Kiesschüttung geschützt wurde, die gegen eine Trockenmauer abgestützt ist. Die Vorderseite erhielt bis etwa zur halben Höhe eine Vorlage von Kies und Schlick im Böschungsverhältnis 1 : 2. Man wollte dadurch einmal den Kämpferdruck der Bogenstaumauer verringern, vor allem jedoch den unteren Teil gegen die Einwirkung des Frostes schützen. Außerdem sollten die feinen Bestandteile der Schüttung an der Vorderseite sich in die Risse der unteren Mauer einschlämmen und die Durchsickerung günstig beeinflussen. Ferner wurden die Arbeitsfugen an der Vorderseite, die — offenbar zufolge der vorhin erwähnten nachlässigen Bauausführung — sich mit allerhand Unrat vollgesetzt und dadurch starke Durchsickerungen verursacht hatten, 15 bis 60 cm tief ausgestemmt und mit einem Feinbeton von 1 Teil Zement und 2 Teilen reinem Quarzsand verstrichen. Alsdann wurde der ganze obere Teil der Vorderseite sorgfältig abgekratzt, abgewaschen und gereinigt, endlich mit Zementmörtel verputzt. Wenn auch an einigen Teilen dieser Verputz wieder abfallen dürfte, so rechnet man doch damit, daß er wenigstens an den frisch bearbeiteten Arbeitsfugen haften und so diese besonders gefährdeten Stellen schützen wird.

Bisher, nach etwa einjähriger Dauer, haben sich die beschriebenen Schutzmaßnahmen recht gut bewährt. Das Becken, das während des ganzen Winters und Frühjahrs leer stand, hat in dieser Zeit keinerlei Schäden gezeigt und ist am 1. August 1925 gefüllt worden.

Die hier gemachten Erfahrungen bestätigen — ebenso wie die am Gem-Lake-Damm —, daß in höheren Lagen und anderen Gegenden mit langen und heftigen Frösten Betonmauern, namentlich solche mit schwachem Querschnitt, durch besondere Maßnahmen zu schützen sind und daß der dafür verwendete Beton besonders sorgfältig und vor allem besonders wasserdicht herzustellen ist. Ki.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 3, und „Zeitschriftenschau", Einflüsse auf Beton VIe 58 u. 60 sowie Unfälle IVh 22 u. 25.

Denkmal für die Eisenbahntruppen. Zum Gedächtnis der im Weltkriege gefallenen Kameraden der deutschen Eisenbahntruppen beabsichtigt der Denkmalausschuß, der sich aus Mitgliedern der Groß-Berliner Kameraden-Vereine gebildet hat, im Stadtpark Schöneberg ein würdiges Ehrenmal zu errichten. Zur Erlangung geeigneter Entwürfe oder Modelle wird unter den deutschen Architekten und Bildhauern, die vor oder während des Krieges bei der Eisenbahntruppe oder einer aus ihr hervorgegangenen Formation gedient haben und den Nachweis ihres Dienstverhältnisses in einwandfreier Weise erbringen können, ein Wettbewerb ausgeschrieben. Bei gemeinsamer Beteiligung zweier Künstler (Architekt und Bildhauer) genügt es, wenn einer von ihnen die vorerwähnten Bedingungen erfüllt.

An Preisen gelangen zur Verteilung: 1. Preis von 1500 R.-M., 2. Preis von 1000 R.-M., 3. Preis von 500 R.-M.

Das Preisrichteramt haben folgende Herren übernommen: Geheimer Baurat Stadtbaurat a. D. Dr.-Ing. ehr. Ludwig Hoffmann; Bildhauer Prof. Lederer; Stadtbaurat Prof. Lassen, Architekt; Bildhauer Morin; Architekt Scherhag; Generalleutnant a. D. Bock; Amtsrat Gemein; Amtsrat Höltkemeier; Haus-Inspektor Böhme.

Die Gesamtsumme von 3000 R.-M. gelangt auf alle Fälle zur Verteilung, jedoch bleibt es dem Ermessen des Preisgerichts überlassen, die Höhe der Preise anderweitig festzusetzen. Die prämiierten Entwürfe gehen in das Eigentum des Denkmalausschusses über. Es ist beabsichtigt, möglichst den ersten Preisträger mit der weiteren Bearbeitung zu betrauen.

Die Entwürfe sind bis zum 10. Juni 1926 portofrei an Herrn Stadtamtmann Feige, Berlin-Schöneberg, Neues Rathaus, Rudolf Wildeplatz, einzureichen. Sie sind mit Kennwort zu versehen. Die Anschrift des Verfassers darf nur aus dem dem Entwurf beigefügten verschlossenen und undurchsichtigen Umschlage zu entnehmen sein, der dasselbe Kennwort wie der Entwurf als Aufschrift trägt. Als Zeitpunkt der Abgabe gilt der Tag der Einlieferung bei der Post oder Eisenbahn, wobei der Aufgabestempel als maßgebend angesehen wird.

Die Wettbewerbsunterlagen sind durch Herrn Otto Böhme, Berlin W 66, Leipziger Straße 3 — Postscheckkonto: Berlin Nr. 119 45 — gegen Einsendung von 5 R.-M. zu beziehen, die bei Einreichung eines Entwurfs zurückgegeben werden.

Gleichzeitig wird dringend um Einsendung von Spenden für das Denkmal gebeten an Herrn Major a. D. Henkel, Berlin. — Postscheckkonto Berlin NW 7, Nr. 823 14.

Verkehrsinstitut der Technischen Hochschule Braunschweig. Das neu eingerichtete Verkehrsinstitut umfaßt die Arbeitsgebiete, für die die Lehrstühle: Verkehrs- und Eisenbahnwesen (Prof. Dr.-Ing. Gerstenberg), Städtischer Tiefbau und großstädtisches Verkehrswesen (wird neu besetzt) und Wasserbau- und Wasserverkehrswesen, Wasserwirtschaft (Wasserbaudirektor a. D. Prof. Leichtweiß), Flugwesen (Prof. Dr. Eisenmann) zuständig sind. Das Institut steht den Interessenten in allen Fragen des Verkehrs zur Verfügung.

Rumänische Kommission zur Sicherung der Donauschiffahrt. Der „Monitorul Oficial" vom 1. April 1926 veröffentlicht einen Beschluß des rumänischen Ministerrats über die Einsetzung einer Kommission zur Sicherung der Schiffahrt auf der seeschiffsfähigen Donau. Die Kommission setzt sich zusammen aus vier für Hydraulik und Schiffahrt sachverständigen Ingenieuren, die vom Verkehrsministerium vorgeschlagen werden, je einem Delegierten des Finanzministeriums und des Ministeriums des Äußern, sowie zwei Delegierten des Ministeriums für Industrie und Handel, ferner dem Generaldirektor der Häfen und Wasserstraßen, den Direktoren der rumänischen Flußschiffahrt, des rumänischen Seedienstes und des Donauwasserdienstes. Die Kommission hat folgende Aufgaben:

1. Ausarbeitung des Studienprogramms zur Sicherung der Schiffahrt auf der seeschiffsfähigen Donau und einer bequemen Ausfahrt zum Meere,

2. Aufstellung eines Programms zur Verbesserung der Einrichtungen in den rumänischen Donauhäfen in Gemäßheit der Gesetzentwürfe zur Organisation der Häfen und zur Schaffung von Freizonen,

3. Organisation dieser Studien an Ort und Stelle, sowie Durchführung dieser Programme.

Güte und Kosten von Bauarbeiten im Winter. Um einen Gütegrad von Winterarbeit zu erzielen, der dem der Sommerarbeit gleichkommt, bedarf es lediglich hinreichender Sachkunde. Kaum während zehn Tage im Jahr ist es so kalt, daß Bauarbeiten dadurch oder durch heftige Schneefälle nicht möglich sind. Wenn man die Verzögerungen infolge Regens in der milden Jahreszeit in Betracht zieht, so ist nur ein geringer Unterschied an verlorener Zeit zwischen Winterarbeit und der Bauarbeit in der milden Jahreszeit festzustellen. W. I. Linch macht in Eng. News-Rec., Bd. 96, Nr. 8, folgende Angaben über die Mehrkosten, die den Winterbauarbeiten anhaften:

Bei ganz in Eisenbeton errichteten Gebäuden betragen die Ausgaben für Erwärmen und Schutzmaßnahmen des eingebrachten Betons bezw. auch der Zuschlagstoffe $1^1/_2$ bis $4\,\%$ der gesamten Gebäudekosten. Dieser Satz gilt für Bauten mit einer Bausumme von 200 000 bis 1 000 000 R.-M.

Linch hat durch Nachrechnung einer größeren Anzahl von Eisenbetonbauten von 4 000 000 bis 1 200 000 R.-M. Baukosten ermittelt, daß die Mehrkosten der Winterarbeit stets weniger als $1\,\%$ betrugen. Bei Stahlgerippebauten mit Eisenbetondecken ist dieser Satz noch geringer und bei solchen mit Hohlsteindecken am kleinsten. Es ist auch festgestellt worden, daß die Ausgaben für Erwärmung der Baustoffe und Schutz des Bauwerks oft schon ausgeglichen worden sind durch eine Erhöhung der Arbeitsleistung, die bisweilen 10 bis $30\,\%$ an den einzelnen Arbeitstagen betrug. Dr.-Ing. Luz David, Berlin.

Erweiterung der Berliner Nordsüdbahn. Am 11. April wurde nach den V. D. I.-Nachrichten die Strecke Hasenheide—Bergstraße der Berliner Nordsüdbahn in Betrieb genommen. Dadurch ist der dichtbevölkerte Stadtteil Neukölln an das Berliner Schnellbahnnetz angeschlossen. Die Betriebslänge der Nordsüdbahn beträgt mit dieser 2,71 km langen Strecke 12,39 km. Am bemerkenswertesten auf der neuen Strecke ist der Bahnhof Hermannplatz, der als Turmbahnhof ausgebildet ist. Das Gleis der Nordsüdbahn liegt hier sehr tief und wird in der Mitte des Bahnhofs unter der die Nordsüdbahn senkrecht schneidenden AEG-Bahn hindurchgeführt. Die Bahnsteige beider Bahnen werden später u. a. durch eine Rolltreppe miteinander verbunden werden.

Berichtigung. In meinem Aufsatz „Seilaufzug für ein Schiffshebewerk" in der „Bautechnik" 1926, Heft 17, S. 246 ist in der Berechnung des Reibungsschlusses ein Rechenfehler unterlaufen, den ich bitte, wie folgt richtigzustellen:

Aus den beiden Beziehungen

$$t = P\,\frac{1}{e^{\mu\alpha} - 1} \quad \text{und} \quad T = P\,\frac{e^{\mu\alpha}}{e^{\mu\alpha} - 1}$$

ergibt sich $\quad \frac{t}{T} = \frac{1}{e^{\mu\alpha}} \quad \left(\text{nicht} = \frac{1}{e^{\mu\alpha} - 1}\right)$

und damit für

$\mu =$	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
T in t $=$	$9 \cdot t =$ 99	$11 \cdot t =$ 121	$14 \cdot t =$ 154	$17 \cdot t =$ 187	$22 \cdot t =$ 242	$27 \cdot t =$ 297

Bei $\mu = 0{,}129$ würde also ein Gleiten des Seiles auf der Trommel erst bei $T = 154$ t bis 187 t eintreten.

Weiter unten ergibt sich ferner für

$$\frac{T}{t} = x = \frac{3600}{1100} = 3{,}27,$$

da $\quad T = t\,e^{\mu\alpha} \quad (\text{nicht} = t\,(e^{\mu\alpha} - 1))$

$$3{,}27 = e^{\mu\alpha},$$

und daraus $\mu = 0{,}054$ (statt 0,066),

und für $4^1/_2$malige Umschlingung $\mu = 0{,}042$ (statt 0,053).

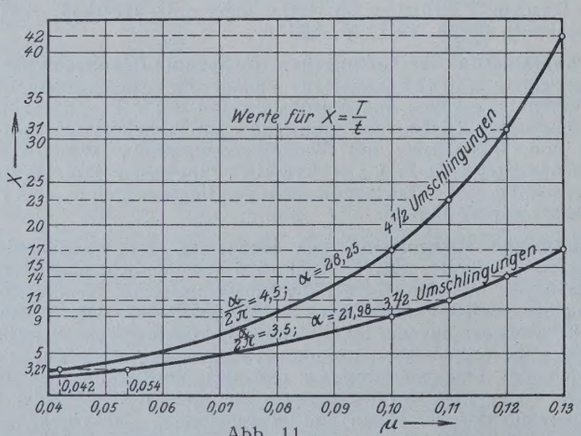


Abb. 11.

Die Richtigstellung des Rechenfehlers in dem Schaubilde Abb. 11 erhält man durch Verschiebung des Koordinatenkreuzes in Richtung der Ordinatenachse um 1 nach unten, wie in beifolgender Abb. 11 durchgeführt.

Wie ersichtlich, wirkt sich die Richtigstellung überall zugunsten der an die Berechnungen angeschlossenen Schlußfolgerungen aus.

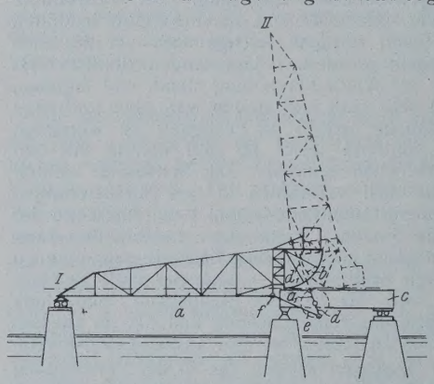
Professor Dr. O. Krell.

Dr. Hjalmar Lundbohm †. Schweden hat einen seiner größten Männer auf dem Gebiete der Industrie verloren. Am 4. April 1926 starb Dr. Hjalmar Lundbohm im fast vollendeten 71. Lebensjahre. Von Beruf Geologe, beschritt er als einer der ersten den Weg der Rohstoffgewinnung für die schwedische Eisenindustrie. Er untersuchte die Berge Nordschwedens und entdeckte dabei die unerschöpflichen Eisenerzlager Lapplands. Mit Optimismus und Mut setzte er sich sofort an die Spitze einer großzügigen Ausbeutung dieser Naturschätze, zu welchem Zwecke er den Bau der bekannten Gebirgsbahn Gellivare—Narvik veranlaßte. Seit 1898 war sein Name eng und für immer mit der Entwicklung und der Blüte der Luossavara-Kirunavara-Aktiengesellschaft verknüpft, deren Generaldirektor er war. Die Gruben dieser Gesellschaft versorgen nicht nur die schwedische, sondern auch große Teile der europäischen, insbesondere die deutsche Eisenindustrie mit Eisenerzen. Ausgestattet mit tiefgründiger wissenschaftlicher Befähigung, reichem Verständnis für wirtschaftliche und technische Dinge, überragender Initiative und einem Höchstmaß von Arbeitskraft, war Dr. Lundbohm ohne Zweifel die Persönlichkeit, die in Schweden seit Jahren an der Spitze der Wirtschaft und der Industrie stand. N. B.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Scherzer-Klappbrücke (Kl. 19d, Nr. 420 912 vom 21. 12. 1923 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg). Um zu vermeiden, daß der zur Ausübung des Drehmoments durch die Schubstange erforderliche Hebelarm die für die Endstellung der Brücke festgelegte Mindestlänge unterschreitet, wird die außerhalb des Rollkranzes des Wälzgerüstes angreifende Schubstange durch eine Kurbel angetrieben. Die Brükkenklappe trägt an einem Ende das Wälzgerüst *b*, das beim Hochklappen der Brücke auf der Bahn *c* der Hauptpfeiler abrollt. Das Hochklappen geschieht durch die Kurbel *d* im Verein mit der außerhalb des Rollkranzes im Punkte *f* angreifenden Schubstange *e*.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Puruckherr vom Bauamt Greiz zur Betriebsdirektion Leipzig II, und Max Pfeiffer von der Betriebsdirektion Leipzig II zur Betriebsdirektion Leipzig I, die Reichsbahnräte Moritz Friedrich vom E. A. W. Dresden zum Maschinenbetriebsbureau der R. B. D. Dresden, Johannes Fischer vom Maschinenbetriebsbureau der R. B. D. Dresden zum E. A. W. daselbst, Dietze vom E. A. W. Dresden zum E. A. W. Chemnitz, Lauenstein vom Bauamt Bautzen zur Betriebsdirektion Dresden A., Günschel von der Betriebsdirektion Dresden A. zur Betriebsdirektion Dresden N., Bernhard Lohmann von der Betriebsdirektion Dresden N. zur Betriebsdirektion Dresden A., Max Welte vom Bauamt Altenburg II als Vorstand zum Bauamt Greiz, Ritter-Grosse vom Neubauamt Flöha als Vorstand zum Bauamt Bautzen, Artur Hofmann vom Neubauamt Borna b. Leipzig zum Bauamt Riesa, Paul Siegel vom Neubauamt Borna b. Leipzig als Vorstand zum Neubauamt Flöha, und Dr.-Ing. Uhlich vom Bauamt Riesa als Leiter zur Bahnverwalterei Mügeln bei Oschatz, sowie der Reichsbahnamtmann Kalkoff, Leiter des Bahnbetriebswerks Erfurt, als Leiter zum Bahnbetriebswerk Saalfeld.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Marsteller, Vorstand des E. B. A. 5 Berlin, die Geschäfte des Vorstandes des E. B. A. 6 daselbst.

Gestorben: die Reichsbahnamtmänner Horbach bei der Hauptkasse der R. B. D. Dresden und Julius Hermann Fischer, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Dresden.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Gramberg II von Minden i. Westf. an das Wasserbauamt II in Kassel und der Regierungsbaumeister (W.) Seggelke von Tönning an das Neubauamt für den Kanalabstieg in Magdeburg.

Die Staatsprüfung hat bestanden: Dr. rer. pol. August Lutz (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Die Lechbrücke bei Hochzoll. — Die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt. (Schluß.) — Die ausnutzbaren Wasserkräfte der Erde. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Wiederherstellung einer beschädigten Massiv-Bogenstaumauer in Colorado. — Denkmal für die Eisenbahntruppen. — Verkehrsinstitut der Technischen Hochschule Braunschweig. — Rumänische Kommission zur Sicherung der Donauschiffahrt. — Güte und Kosten von Bauarbeiten im Winter. — Erweiterung der Berliner Nordsüdbahn. — Berichtigung. — Dr. Hjalmar Lundbohm †. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 14. Mai 1926. Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens.

(Vortrag, am 3. März 1926 in der Technischen Hochschule Berlin gehalten vom Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **R. Winkel,** Abteilungsvorsteher der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Privatdozent der Technischen Hochschule Berlin.)

Ist es eigentlich nötig, auf den Wert, ja auf die Notwendigkeit der wissenschaftlichen Forschung hinzuweisen? Sprechen nicht die unaufzählbaren, grundlegenden und bahnbrechenden Erkenntnisse für sich selbst?

Die Antwort hierauf könnte mit einer Gegenfrage umgangen werden: Sind in der jetzigen, wirtschaftlich schweren Zeit überhaupt die Mittel, die zur Ausführung von Forschungen nötig sind, vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus gesehen, wirklich erforderlich; lassen sie sich nicht nutzbringender für die allgemeinen Lebensaufgaben verwenden?

Fast mag es den Anschein haben, als ob wir Deutschen zurzeit Besseres zu tun hätten, als zu „denken" und zu „forschen", daß wir gewinnbringender uns darauf beschränken sollten, aus dem fast unerschöpflichen Borne der Forschungsergebnisse früherer Zeiten zu schöpfen.

Ein amerikanischer Ingenieur, der nach Kriegsende deutsche Versuchsanstalten der Technik besucht hatte, rühmt in der Veröffentlichung seiner Reiseeindrücke den zähen, unbeugsamen Unternehmungsgeist der Germans, meint aber auch, daß wir für Forschungsarbeiten „a plenty of money" zur Verfügung stellten. Nun, „ein Überfluß an Geld" bedrückt uns allerdings gerade nicht, und das meint er in diesem Sinne auch nicht, denn er hebt dann weiter hervor, daß Deutschland die zur Forschung erforderlichen Mittel deshalb aufbringt, weil Sparsamkeit dringendes Gebot ist und weil es Geldmittel sparen bedeutet, wenn bei großen Bauaufgaben die Ergebnisse wissenschaftlich durchgeführter Forschungen verwertet werden, wodurch Fehlgriffe in der Wahl der Lösungen und nachträgliche, unter Umständen recht kostspielige Abänderungen der Bauformen vermieden werden.

Das letzte Jahrhundert des Siegeszuges der Technik hat auf den Gebieten des Wasserbaues und Schiffbaues manche wertvolle Erkenntnis durch die theoretische und praktische Hydromechanik gebracht, dennoch bleiben unzählige Fragen aus dem Gebiete der Hydraulik offen, so daß gerade die Wasserbau- und Schiffbautechnik sehr häufig die Beantwortung unmittelbar durch die Natur nötig hat. In früheren Zeiten baute man deshalb zuweilen Probestrecken im Flusse selbst, um aus den beobachteten Wirkungen weitere Schlüsse zu ziehen. Leider hat dieses Verfahren den — in der Jetztzeit besonders schwerwiegenden — Nachteil großer Kostenaufwendungen, so daß seine Anwendung fast unmöglich wird, abgesehen davon, daß sich manche Fragen durch Versuche in der Natur im Maßstabe 1:1 praktisch nicht klären lassen, sobald verschiedenartige Ausführungen des Bauwerks im gegenseitigen Vergleich planmäßig zu untersuchen sind; außerdem müßten die Beobachtungen sich oft über mehrere Menschenalter erstrecken, damit ein Ausgleich in der Statistik der Ereignisse stattfindet. Nun sind aber die Modellregeln für die Übertragung von Ergebnissen an Versuchsmodellen auf die Natur so weit geklärt, daß mit ziemlich weitgehender Genauigkeit die Versuche jetzt auch in kleinerem Maßstabe ausgeführt werden können. Dadurch wird nicht nur erheblich an Kosten erspart, sondern auch Zeit gewonnen. Gegenüber den beträchtlichen Baukosten der geplanten Anlage in der Natur erfordern solche Modellversuche nur geringe Geldaufwendungen, z. B. vielleicht nur ein Tausendstel der Bausumme. Sehr oft ermöglichen zudem die beim Modellversuch gewonnenen Erkenntnisse bedeutende Vereinfachungen des ursprünglich geplanten Bauentwurfes, wodurch dann nicht nur das Mehrfache der für die Modellversuche ausgegebenen Geldmittel erspart, sondern auch eine zweckmäßigere Bauausführung erreicht wird. So ist die Erfüllung der dringend gewordenen Forderung der sparsamsten Bauweise im Wasserbau in vielen Fällen überhaupt erst nach der Klärung schwebender Fragen durch Modellversuche möglich. Denn die zweckmäßigsten Bauformen lassen sich, wenn es sich um neue, in der Praxis noch nicht erprobte Vorschläge handelt, rein verstandesgemäß entweder nur recht unsicher oder überhaupt nicht bestimmen; als Beispiel sei die Entscheidung über die zweckmäßigste Lage und Länge von Molen einer Hafeneinfahrt angeführt. Auch die günstigste Art der Wasserzufuhr beim Schleusen von Schiffen ist erst durch Modellversuche und durch theoretische Ausarbeitung der dabei gewonnenen Ergebnisse zu bestimmen gewesen. Die Ermittlung günstigster Buhnenformen und die Bestimmung der zweckmäßigsten Entlastungsvorrichtungen an Staubecken mögen gleichfalls als Beispiele hierfür genannt werden. Mittelbar hängen auch die vielen Untersuchungen der Schiffbauversuchstechnik über den Widerstand der Schiffe, Ermittlung der günstigsten Schraubenformen, Wirkung der Schiffe und der Schleppdampfer auf die Kanalsohle mit den Aufgaben der wasserbaulichen Versuchstechnik zusammen. Eine Schiffschraube eines Schleppdampfers, die in ihrem Wirkungsgrade vielleicht nur um 1% durch die Versuche verbessert wurde, bringt schon während eines Betriebsjahres ganz bedeutende Ersparnisse im Kohlenverbrauch. Oder ein großes Seeschiff, das bei gleichem Leistungsaufwande eine geringe Verbesserung seiner Fahrgeschwindigkeit durch günstigere Formgebung erhält, die aus den planmäßigen Versuchen gefunden wurde, hat einen beträchtlichen wirtschaftlichen Vorsprung vor gleichen Schiffen voraus, da es nicht nur Betriebstoffe spart, sondern auch Zeit gewinnt.

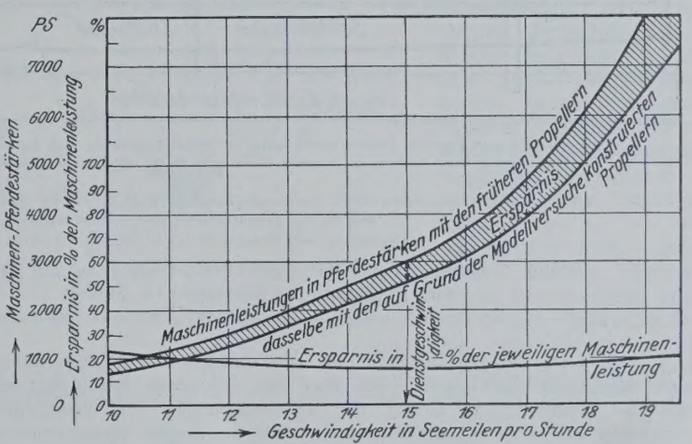


Abb. 1. Ergebnisse der Modellversuche mit Schiffschrauben (Propellern).

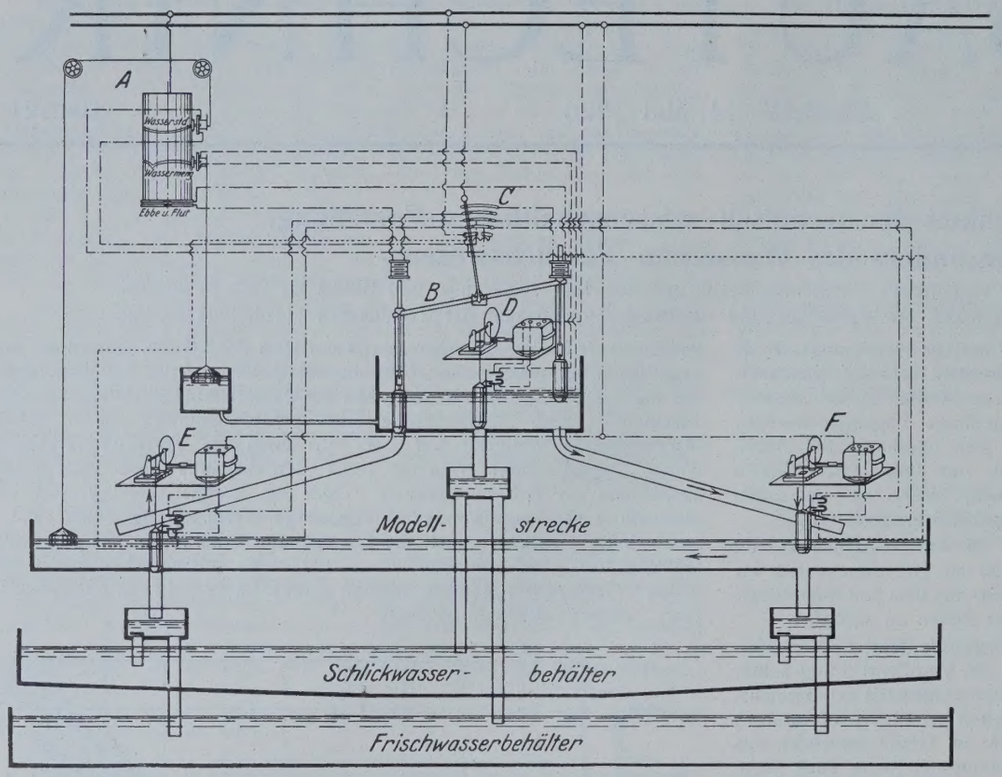
Einige Beispiele für die Arbeitsweisen der Versuchsforschung in der angewandten Hydromechanik mögen die Aufgaben und Ergebnisse nebst etlichen Zahlenwerten veranschaulichen: Bemerkenswert sind Versuchsergebnisse, die bedeutsame Ersparnisse durch Verbesserung der Form der Schiffschraube zweier Fährschiffe (Saßnitz—Trelleborg) brachten (Abb. 1); durch die Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau konnten Abänderungen vorgeschlagen werden, die eine Verminderung der erforderlichen Maschinenleistungen um etwa 15% und in einem anderen Falle durch zweckmäßigere Formgebung eines neu zu bauenden Schiffes um 25% zur Folge hatte. Die Kohlenersparnis der beiden Fährschiffe vermindert die Betriebsausgaben im Jahre um 200 000 R.-M., das ist ein Betrag, der kapitalisiert vielen Millionen entsprechen würde.

Die von der Versuchsanstalt geschaffenen Einrichtungen zur naturgetreuen Nachbildung von Ebbe und Flut[1]) für Handbetrieb wie für selbsttätig elektrisch gesteuerten Betrieb (Abb. 2) seien als Beispiele genannt, desgl. die Ergebnisse über Strömungen und Geschiebewanderung der Flußsohlen im Tidegebiet. In beiden Fällen konnten Molenlängen bis zu 30 m gegen die entwurfsmäßig vorgesehene Länge erspart werden, sowie viele sonstigen Vorteile erzielt werden.

Untersuchungen eines Stromüberganges der Elbe bei Niegripp zeigten, daß neuartige Buhnen (mit parabelartiger Längsschnittlinie) sehr günstig auf die Erhaltung ausreichender Niedrigwassertiefe (vergl. Note [1]), 2.) im Übergang hinwirken.

Auslauf- und Einlaufbauwerke des Großkraftwerkes Rummelsburg konnten auf Grund der Versuche der Berliner Anstalt mit einfachen Mitteln erfolgreich umgestaltet werden.

[1]) Vergl. 1. „Die Bautechnik" 1923, Heft 21, S. 193 und 1923, Heft 18, S. 187 und Heft 20, S. 207; ferner 2. das Kapitel über die Berliner Versuchsanstalt im Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas", V. D. I.-Verlag 1926, S. 192 u. f.



A vom Uhrwerk gedrehte Tideuhr (zweckmäßig mit Relaisübertragung vom Schwachstrom auf Starkstrom).
B Umsteuerung beim Kentern des Stromes (kann auch durch Motorantrieb betätigt werden).
C Blocksteuerung.
D, *E*, *F* Repulsionsmotoren (*D* für Wassermengenregelung; *E* und *F* für Wasserstandsregelung. Anstelle der Zylinderschütze sind auch Senkschütze, Planschütze usw. verwendbar).
(Einrichtung nach Dr.-Ing. Winkel und Ing. Zschiesche.)

Abb. 2. Elektrisch selbsttätig gesteuerte Einrichtung zur Erzeugung der Ebbe- und Flutbewegung (Gezeiten) im Modell.
(Vergl. hierzu auch die Abb. 3 u. 4 auf S. 194 der „Bautechnik" 1923.)

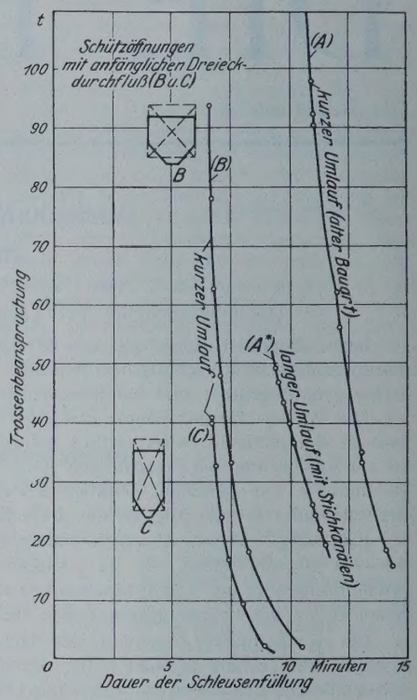


Abb. 3. Ergebnisse von Schleusungsversuchen (Modell).

Besondere Erfolge brachten die Forschungen über den Betrieb neuzeitlicher Schiffschleusen. Bei dem Bau der neuen Ijmuidener Seeschleuse konnten auf Grund der Untersuchungen die ursprünglich vorgesehenen langen Umläufe in den 400 m langen Kammermauern (Kammerbreite 50 m, Drempeltiefe rd. 15 m) fortgelassen werden. Die Füllung geschieht in besonderer Weise mit kurzen Umläufen, die nur um die Tore herumführen. Ein 45 000-t-Schiff kann bei Sturmflutgefälle von 4 m bei rd. 10 Minuten Schleusenfüllungsdauer geschleust werden, wobei die Gesamttrossenbeanspruchung noch unter 1 t bleibt; lange Umläufe hätten unter gleichen Bedingungen 40 t, und kurze Torumläufe alter Bauart hätten sogar über 200 t Gesamttrossenbeanspruchung bedingt (Abb. 3).

Die durch Fortfall der langen Umläufe (Vereinfachung der Kammermauern!) erzielte Bauersparnis beträgt nach Angabe der Bauleitung (De Ingenieur 1924) rd. $1^1/_4$ Mill. holländische Gulden, d. h. über 2 Mill. Reichsmark.

Diese wenigen Beispiele mögen genügen, um darzutun, daß die Forschungen für angewandte Hydromechanik nicht der grauen Theorie, sondern der werktätigen Praxis dienen. Wirtschaftliche Bedingungen stellten aus der Not der Zeit heraus der Baupraxis Aufgaben, die nicht mehr in althergebrachter Weise zu lösen waren; das gab wieder Anlaß zur Forschung.

Aus der Not geboren, ergaben wissenschaftliche Versuche fruchtbringende Erkenntnisse als Grundlagen für weitere Arbeiten. Not hat zu jeder Zeit den Menschengeist gezwungen, auf Abhilfe zu sinnen und neue Lösungen zu finden. Alles aus der Not Geborene führt wieder zum Aufstieg, sofern nur der Wille dazu lebt!

Diese Gedanken lassen sich in einen bekannten Wahlspruch formelmäßig kurz einkleiden, der besagt, daß dornenvolle Pfade zum Aufstieg führen: „Per aspera ad astra" möge Ausblick und Lichtblick für unser deutsches Vaterland sein!

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens.

Von Stadtbaurat Dipl.-Ing. **A. Wittinger**, Karlsruhe.

Die Stadt Karlsruhe wurde vor 210 Jahren mitten in einem ausgedehnten Walde gegründet, fern von jeder wichtigeren Verkehrsstraße, weit abliegend vom Rhein, an einer Stelle, die weder Bodenschätze noch sonstige industrielle Rohstoffe bot, noch etwa durch besondere landschaftliche Reize anziehend gewirkt hätte. Es war wohl gerade eine Folge dieser wenig günstigen Lage der jungen Stadt, daß nur unter einem gewaltigen Aufwande an geistiger Kraft, nach Überwindung größter Reibungswiderstände verschieden gerichteter Belange während eines vollen Jahrhunderts sich der Gedanke eines Rheinhafens Karlsruhe zur Verwirklichung durchringen und zur heutigen Gestalt entwickeln konnte. Diese Entwicklung stand naturgemäß in engstem Zusammenhange mit der Rheinregulierung oberhalb Mannheim, die ja erst die Großschiffahrt nach dem Hafen Karlsruhe ermöglicht und dessen Lebensfähigkeit, wie die aller anderen Häfen am Oberrhein, grundgelegt hat.

Veranlaßt durch eine Bittschrift der Stadt Karlsruhe, erhielt im Jahre 1824 der damalige badische Baudirektor, Oberst Tulla, von der Staatsregierung den Auftrag, „den schon in früheren Jahren gemachten Vorschlag, die Residenzstadt Karlsruhe durch einen schiffbaren Kanal mit dem Rhein in Verbindung zu bringen, . . . zu untersuchen. . . ." Noch im gleichen Jahre legte Tulla vier Kanalentwürfe vor, lehnte jedoch in dem beigegebenen Gutachten alle ab und schlug unter eingehender Begründung die „Rektifikation" des Rheins vor; nach deren Durchführung

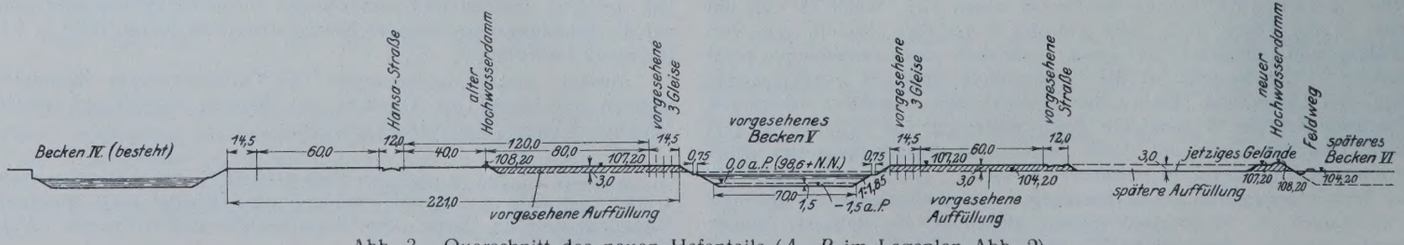


Abb. 3. Querschnitt des neuen Hafenteils (*A*—*B* im Lageplan Abb. 2).

bleibe für die Schiffahrt in nautischer Hinsicht beinahe nichts mehr zu wünschen übrig, die „Rektifikation" habe einen wesentlichen Einfluß auf die Vergrößerung des Handelsverkehrs im Großherzogtum Baden . . .; der Zweck, die Verbindung der Residenz Karlsruhe mit dem Rhein möglichst zu erleichtern, dürfte durch die Verlegung des Hafens von Schröck (Leopoldshafen) nach Knielingen erreicht werden. . . .

Die vorgeschlagene Rektifikation wurde denn auch in Angriff genommen und zunächst bis Sondernheim durchgeführt. Daneben gingen natürlich die Bemühungen der Stadt Karlsruhe um einen möglichst nahegelegenen, leistungsfähigen Hafen weiter und zeitigten eine Reihe neuer Vorschläge, u. a. im Jahre 1856 zwei Kanalentwürfe des damaligen Wiesenbaumeisters, späteren Oberbürgermeisters Lauter, die jedoch von der Staatsregierung gleichfalls abgelehnt wurden.

Bei der Behandlung der Rheinschiffahrtfrage spielte eine Hauptrolle die Frage eines Parallelkanals auf einem der beiden Ufer. Diese trat namentlich stark in den Vordergrund, als Elsaß-Lothringen im Jahre 1871 gezwungen war, seine gesamten Handels- und Verkehrsbeziehungen neu zu ordnen. Die Erörterungen hierüber verstummten erst, als im Jahre 1890 der badische Oberbaudirektor Honsell den Nachweis lieferte, daß der Rhein auch oberhalb Sondernheim bis Straßburg reguliert und als Großschiffahrtstraße ausgebaut werden könne, wodurch mit einem erheblich geringeren Kostenaufwand ein viel größeres Verkehrsgebiet erschlossen werden könne als durch einen Seitenkanal.

Dies und der Umstand, daß man in Elsaß-Lothringen die Unmöglichkeit erkannte, etwa über Mosel und Saar Straßburg mit Rotterdam zu verbinden, brachte schließlich Verhandlungen zwischen den beteiligten Ländern in Gang, die im Jahre 1901 zu dem bekannten Abkommen über die Rheinregulierung oberhalb Sondernheim führten.

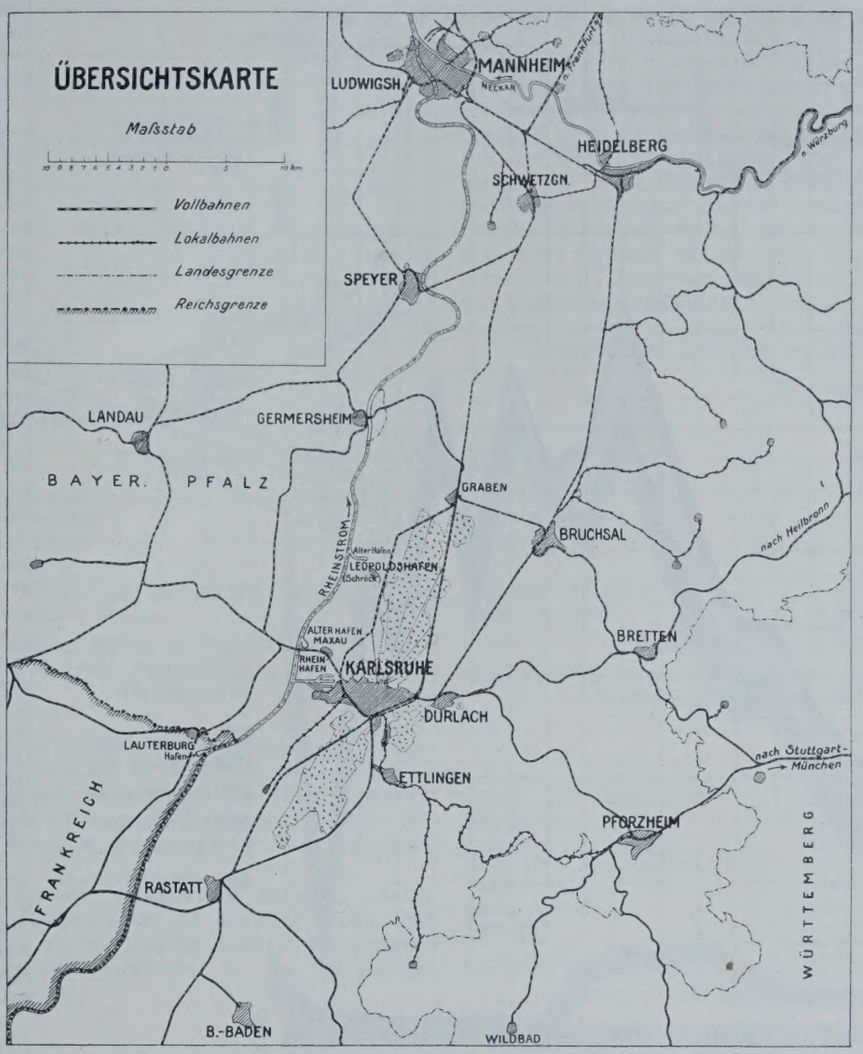


Abb. 1.

In der Erwartung starker Zunahme des Schiffsverkehrs auf dem regulierten Rhein erwachten natürlich die Wünsche nach Verbesserung bestehender und Anlage neuer Häfen an dieser Stromstrecke stärker als je. Es gab bis dahin oberhalb Mannheim nur drei kleine, wenig leistungsfähige Anlagen: bei Schröck (Leopoldshafen), bei Maxau und bei Kehl (vergl. Karte Abb. 1).

Der Hafen Maxau war im Jahre 1861/62 von der Stadt Karlsruhe auf der benachbarten Gemarkung Knielingen ausgebaggert und durch eine stadteigene Bahn mit dem badischen Staatsbahnnetz verbunden worden. Sechs Jahre später wurde dieser Hafen durch den Staat übernommen, konnte jedoch mangels jeglicher Umschlageinrichtungen und wegen ständiger Versandung der Einfahrt — er liegt auf dem konvexen Stromufer — nur in bescheidenstem Maße seinen Zweck erfüllen. Irgendwelche nennenswerte, auch nur örtliche Bedeutung für die Entwicklung seines Hinterlandes, namentlich auch in industrieller Beziehung, hat er nie erlangt.

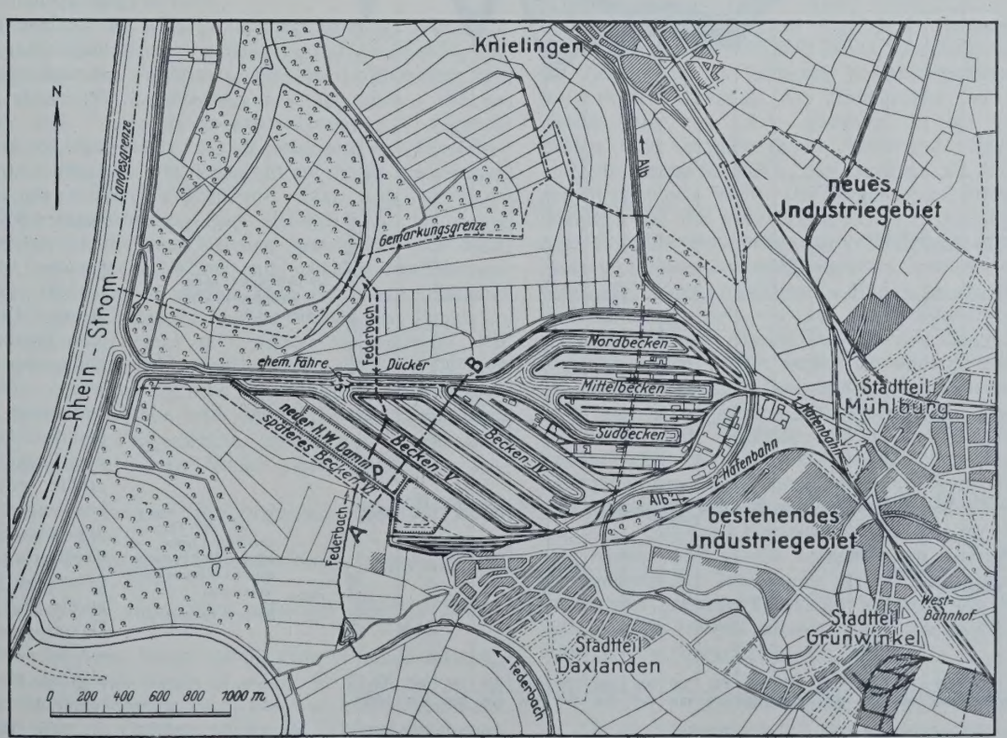


Abb. 2.

Es ist danach wohl zu verstehen, wenn die Stadt Karlsruhe auch weiterhin mit voller Kraft den Bau eines leistungsfähigeren Umschlaghafens möglichst auf eigener Gemarkung betrieb. Die Verkehrsbedingungen für einen solchen sind heute, nach Ausbau des badischen Eisenbahnnetzes, nicht ungünstig; zweigen doch hier von der badischen Hauptlinie, die in nächster Nähe einige, den holzreichen Schwarzwald erschließende Nebenbahnen aufnimmt, insbesondere die beiden wichtigen, in das württembergische Industriegebiet am Neckar und weiter nach Bayern führenden Linien Karlsruhe—Stuttgart und

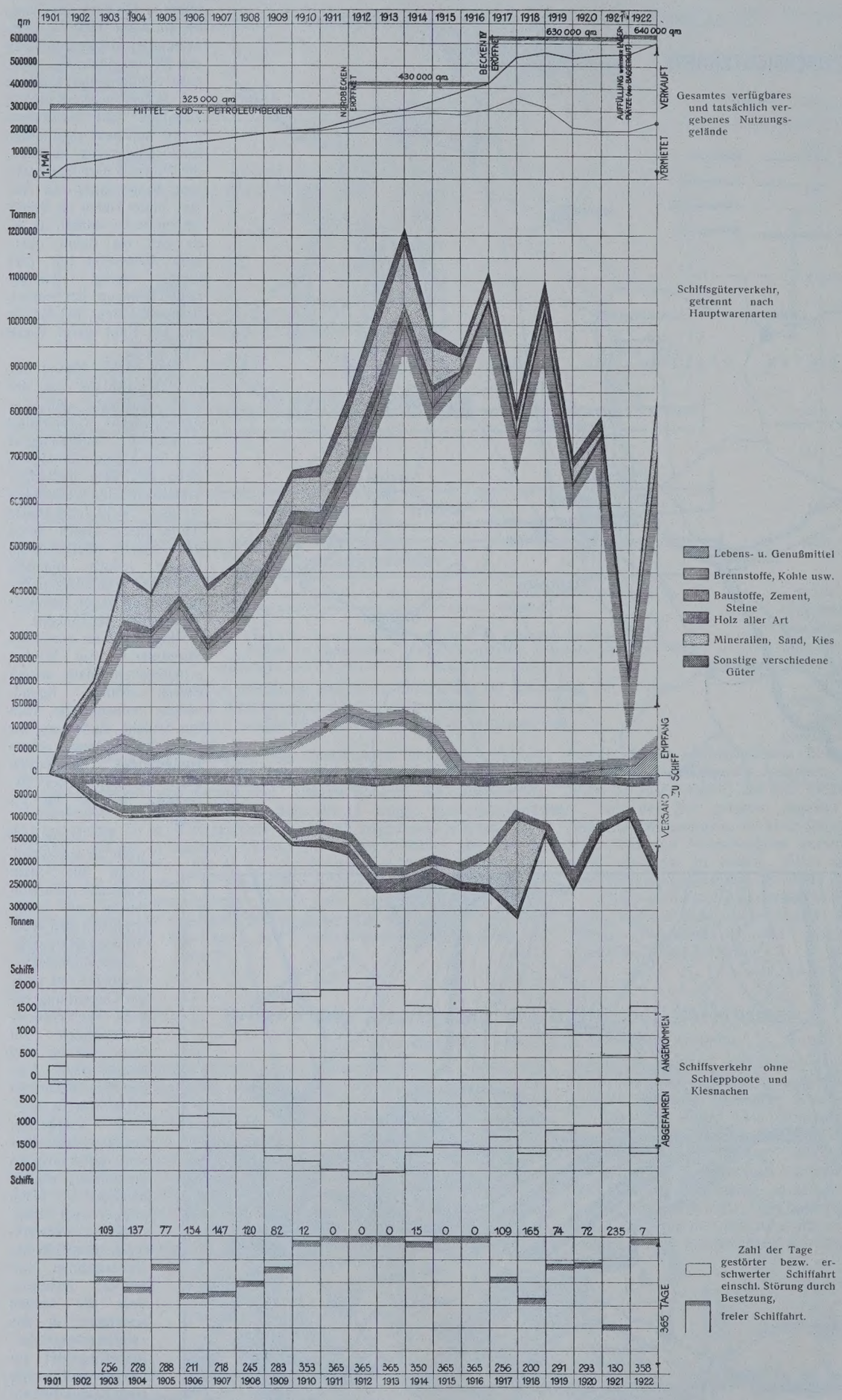


Abb. 5. Städtischer Rheinhafen Karlsruhe.
Entwicklung seit Eröffnung am 1. Mai 1901.

Karlsruhe—Heilbronn ab, die, wie die Statistik zeigt, auch dem Verkehr von und nach dem nordbayerischen Industriegebiet dienen.

Nach langwierigen Verhandlungen mit den Staatsbehörden und nach umfangreichen Vorarbeiten, die eine Fülle der verschiedensten Entwürfe zeitigten, konnte endlich im Jahre 1898 mit dem Bau des Hafens an seiner jetzigen Stelle begonnen werden. Mit zwei Erweiterungen im Jahre 1911 und 1916 erreichte er seine heutige charakteristische Gestalt: vier in der Sohle 60 bis 70 m breite, durchschnittlich rd. 900 m lange Becken, durch einen etwa 2 km langen offenen Stichkanal mit dem Rhein verbunden, von dem er etwa bei Uferkilometer 190 abzweigt (Abb. 2).

Die ganze bisherige Anlage wurde im Auftrage der Stadt von der badischen Rheinbaubehörde geplant und ausgeführt. Kanal und Becken sind westlich des Stadtteils Mühlburg aus der Rheinniederung ausgebaggert, die ohne nennenswerte Höhenunterschiede etwa auf 104,20 + NN liegt. Der Untergrund besteht in der Hauptsache aus diluvialem Kies und Sand, untermischt mit schwachen Lehm- und Moorschichten.

Das Grundwasser wechselt naturgemäß seine Höhenlage mit den Rheinwasserständen; bei länger dauerndem, starkem Hochwasser erscheint an den tiefer gelegenen Geländepunkten Druckwasser.

Das ganze Gebiet war, soweit Wasser und Wald dies zuließen, landwirtschaftlich genutzt und lag auf benachbarten Gemarkungen, mußte also erst eingemeindet und größtenteils enteignet werden.

Über die Wasserstände des Rheins in der Höhe der Kanalabzweigung gibt die beigegebene Dauerlinie Auskunft (Abb. 4).

Die Sohle des Stichkanals und der bisher gebauten Becken liegt auf 0,0 am Pegel (98,60 + NN), so daß auch beim bisher bekannten NNW noch 2,13 m Wassertiefe vorhanden sind. Das Hafenplanum ist auf 8,6 am Pegel (107,20 + NN), 3 m über natürlichem Gelände, aufgeschüttet, also geschützt vor Überschwemmung durch gewöhnliches Hochwasser. Die hierzu erforderlichen bedeutenden Erdmassen sind hauptsächlich aus dem Kanal und den Becken gewonnen, ein Teil mußte jedoch dem Hochgestade entnommen werden. Das umliegende Gelände der Niederung ist durch einen das ganze Hafengebiet mit Stichkanal einfassenden, an die Rheindeiche anschließenden Damm geschützt, dessen Krone auf 9,6 am Pegel (108,20 + NN), also rd. 80 cm über dem höchsten bekannten HW von 1817 liegt.

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten mußte ein kleiner Nebenfluß des Rheins, die Alb, die da

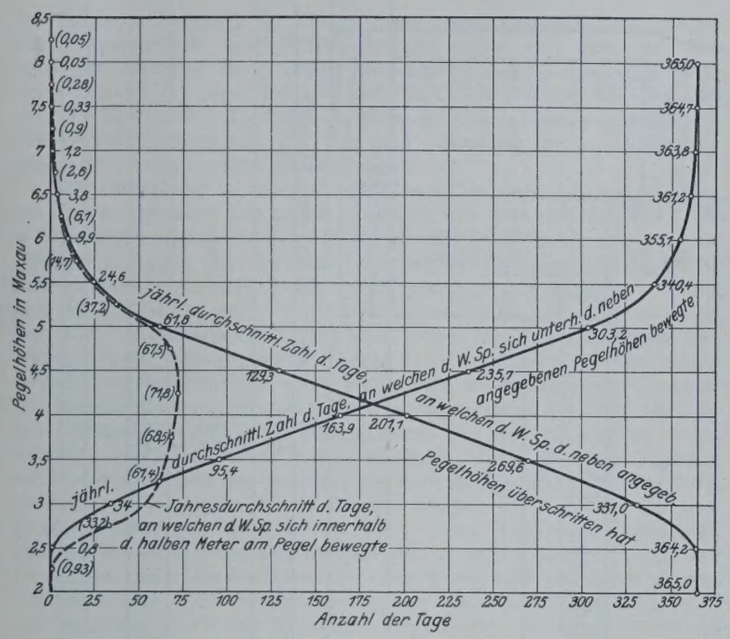


Abb. 4. Wasserstände des Rheins am Pegel Maxau.
Durchschnitt der 43 Jahre 1874 bis 1916. Pegelnullpunkt = 97,724 + NN.
HW Dez. 1882: + 8,25 a. P. HW Dez. 1919: + 7,97 a. P.

Hafengebiet durchfloß, nach Osten an den Fuß des Hochgestades verlegt, ein weiterer, jedoch kleinerer Wasserlauf, die Federbach, die aus dem da und dort am Fuß des Hochgestades austretenden Grundwasser gespeist wird, mittels Dücker unter dem Stichkanal hindurchgeführt werden. Sie durchfließt dann einen alten Rheinarm und mündet unterhalb Knielingen in die Alb.

Die Abwässer des Hafengebiets, ausschließlich Fäkalien, werden bisher in einem besonderen Kanalnetze der Alb zugeführt. Aus dem Gebiete des zuletzt gebauten vierten Beckens werden Niederschlag- und reine Fabrikabwässer getrennt unmittelbar in das Hafenbecken geleitet.

Das Hafengebiet ist bis jetzt durch eine eingleisige Verbindungsbahn nach der etwa 1,1 km entfernten, 7 m über dem Hafenplanum liegenden Station Karlsruhe-Westbahnhof an das Reichsbahnnetz angeschlossen. Der Betrieb dieser Hafenbahn, auf der die vier Becken und die im Hafen errichtete Reichsbahnstation mit Zollabfertigung bedient werden müssen, geschieht durch die Reichsbahnbehörde, während der übrige Hafenbetrieb von der Stadt Karlsruhe geführt wird, die sich hierzu einen Schleppdampfer für den Schiffsverkehr durch den Stichkanal, sowie Umschlag- und Lagereinrichtungen aller Art beschafft hat.

Die Entwicklung, Art und Richtung des Verkehrs im Karlsruher Hafen seit seiner Eröffnung im Mai 1901 und sonstige Angaben können den beigegebenen Tabellen und Schaubildern entnommen werden (vergl. Abb. 5 und nachstehende Tabellen).

Herkunfts- und Zielländer des Bahnverkehrs im Hafen 1913

	Es stammten aus %	Es gingen nach %
Baden	36	50
Württemberg	38	30
Bayern	16	2
Schweiz	7	15
Übrige	3	3
	t	t
Insgesamt mit Bahn	308 000	1 048 000
Dazu mit Schiff	1 217 000	267 000
Zusammen	1 525 000	1 315 000

Schiffsverkehr getrennt nach Warenarten 1913

	Es kamen an t	%	Es gingen ab t	%
Lebens- und Genußmittel	127 300	10,2	—	—
Brennstoffe	873 600	72,0	3 000	1,2
Baustoffe	25 300	2,1	—	—
Holz aller Art (meistens geschnitten)	24 000	2,0	228 000	85,0
Eisen, Metalle	130 500	10,8	7 000	2,8
Sonstige	36 300	2,9	29 000	11,0
Insgesamt mit Schiff	1 217 000	100,0	267 000	100,0

Verbrauch und Lagerung in Karlsruhe rd. 210 000 t.

(Schluß folgt.)

Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Rich. Maudrich,** Oberingenieur in Dortmund.

Allgemeines.

Die Schiffahrtschleuse und die Walzenwehranlage Mainkur bilden die erste Staustufe des kanalisierten Mains oberhalb von Offenbach a. M., die während des Weltkrieges mit der Fortführung der Mainkanalisierung von Offenbach bis Hanau bezw. bis Aschaffenburg errichtet wurde. Die im Bereich des damaligen Kgl. Preuß. Neubauamtes Hanau a. M. liegende Wehranlage war in mancherlei Hinsicht eine wasserbautechnisch besonders interessante Baustelle, vor allem auch mit Rücksicht auf die als Umwehrung der Baugruben gewählten eisernen Fangedämme. Diese Art der Fangedämme war zur Zeit der Bauausführung noch ziemlich neu. Ganz neu war aber die Verwendung von nietlosen eisernen Spundwänden für diese Zwecke am Main, der fast in jedem Winter mit stärkeren Hochwässern aufwartet, die für Bauausführungen an diesem Fluß meist sehr gefährlich werden, und die des öfteren alle damals im Bau befindlichen Staustufen der vorgenannten Kanalisierungsstrecke sehr schwer heimsuchten. Auf allen Wehrbaustellen dieser Staustufen gelangten bis auf eine Ausnahme eiserne Fangedämme zur Anwendung, die teils aus eisernen Bohlen Bauart „Rothe Erde", teils aus solchen nach Bauart „Larssen" bestanden.

In Mainkur kamen für die Fangedämme, ebenso wie für die Bauwerkspundwände, ausschließlich Bohlen Bauart „Rothe Erde" zur Anwendung.

Das Angebot auf den im Sommer 1915 begonnenen Bau der Wehranlage sah wahlweise vor:

a) eine Umwehrung durch einen hölzernen Kastenfangedamm mit Bodenausfüllung,
b) eine Umwehrung aus abgesteiften nietlosen eisernen Spundwänden, und zwar:
   α) bei Verwendung von Bauart „Rothe Erde" Profil II verstärkt,
   β) bei Verwendung von Bauart „Larssen" Profil III.

Außerdem waren die Fangedämme zu a) und b α) und β) wahlweise mit Oberkante + 97,40, d. h. rd. Ordinate Oberkante Schleusentrennungsdamm (+ 97,46), bezw. mit Oberkante + 96,40 anzubieten. Die Bauverwaltung entschied sich für eine Ausführung der Umwehrung mit Spundwänden nach Bauart „Rothe Erde" Profil II verstärkt und mit Oberkante + 97,40. Nach dem Angebot der bauausführenden Unternehmung stellte sich der Einheitspreis dieses Fangedammes um 31,3 % billiger als die Ausführung als hölzerner Kastenfangedamm, desgl. war unter der gleichen Vorbedingung der Einheitspreis bei Verwendung der Bauart „Rothe Erde" um 6,4 % günstiger als bei Verwendung von Larssenbohlen. Die Umwehrung aus „Rothe Erde"-Spundwänden mit Oberkante + 97,40 erforderte 15,8 % Mehraufwand als für die gleiche Ausführung mit Oberkante + 96,40. Die vorgenannten Prozentsätze müssen aber mit Rücksicht auf die außergewöhnlichen Kalkulationsgrundlagen der Kriegszeit, u. a. die verschiedenartigen Steigerungen der Preise für Holz und Eisen gegenüber den Friedenspreisen, bewertet werden. Wenn sich auch heute ein etwas abweichendes Bild ergeben wird, so ist doch für die Preisermittlung nach wie vor die Beantwortung der Frage ausschlaggebend: Wie oft können bei eisernen Fangedämmen die wieder gezogenen Bohlen wieder verwendet werden, und wie hoch ist ihr Wert bei Fertigstellung der Bauarbeiten, vorausgesetzt, daß die Fangedämme nicht von katastrophalen Naturereignissen, gegen die ein völlig ausreichender Schutz technisch nicht möglich ist, ganz oder teilweise zerstört werden? Die späteren Ausführungen sollen gerade auch dem erfahrenen Kalkulationsingenieur Anregungen in dieser Hinsicht geben, damit er jeweilig sorgfältig abwägt und rechnerisch untersucht, ob dem eisernen oder dem hölzernen Fangedamm von Fall zu Fall der Vorzug zu geben ist. Werden doch gerade unangemessen niedrige Preisangebote, die dem Unternehmer bei Ausführung der an sich schon so risikoreichen Flußbauten nur schwere finanzielle Verluste, der Bauverwaltung selbst nur viel Verdruß bringen müssen, nicht zuletzt oft durch einen zu billigen Preis für die Fangedämme mit bedingt.

Anordnung der Bauabschnitte.

Da die Erfahrungen mit den eisernen Fangedämmen in Mainkur sehr stark von der Anordnung der Bauabschnitte und von anderen im Bauvertrag festgelegten Bedingungen für den Ausbau der Umwehrung be-

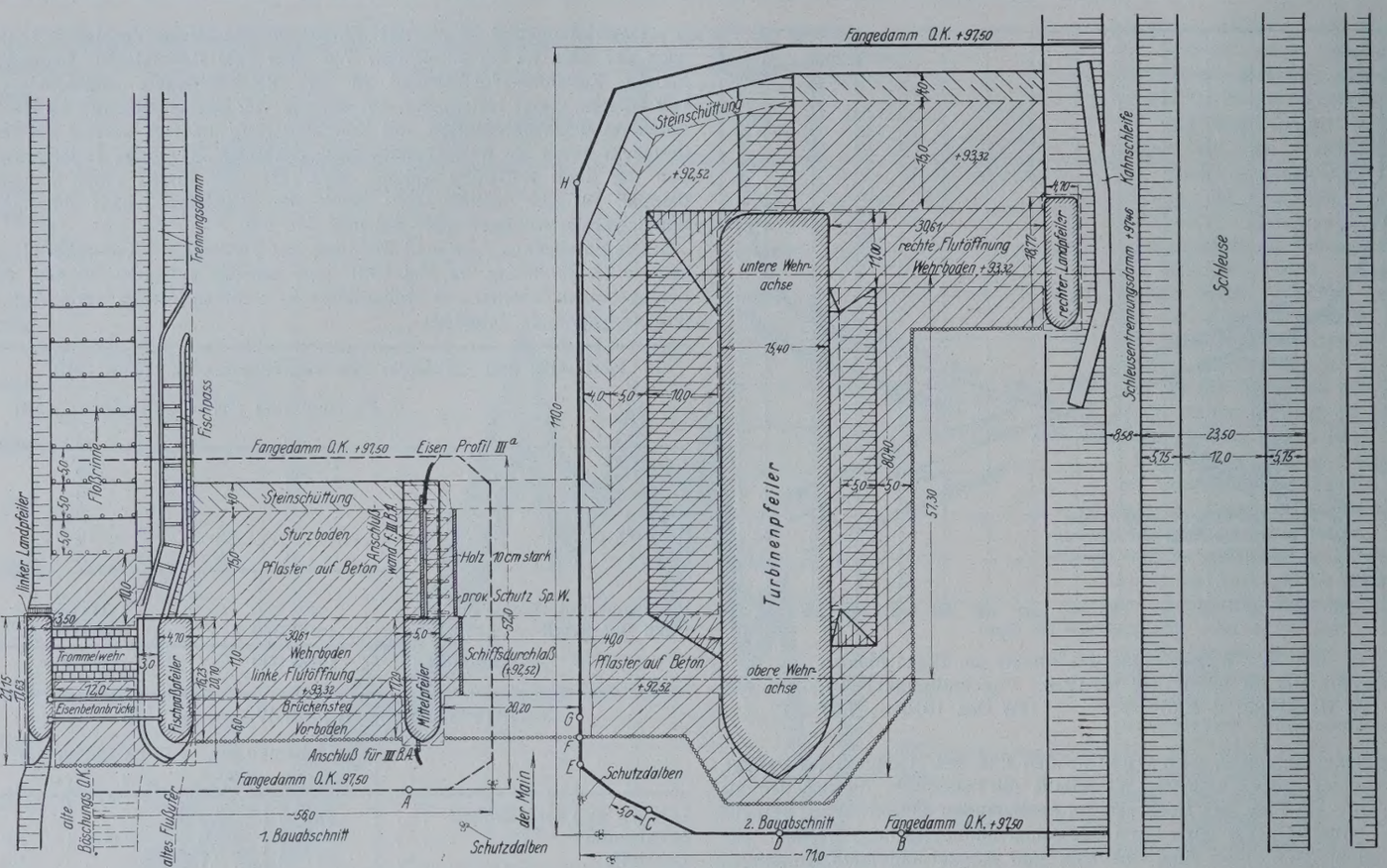


Abb. 1. Grundriß der Bauabschnitte I u. II der Wehranlage Mainkur.

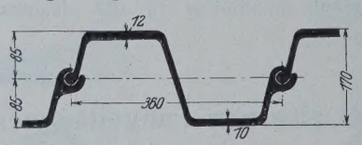
einflußt wurden, so müssen diese Umstände hier erörtert werden. Das gleiche gilt vom Untergrunde, in den die Spundwände einzurammen waren bezw. für allgemeine Gesichtspunkte, die mit dem Vorhalten der eisernen Fangedämme in Zusammenhang stehen.

Der Bau der Wehranlage sah in einem sorgfältig ausgearbeiteten Bauprogramm drei Bauabschnitte vor, von denen hier nur die Abschnitte I und II interessieren, die in Abb. 1 in ihrer Grundrißanordnung wiedergegeben sind. Aus dieser Skizze sind die Linienführungen der Umwehrungen beider Bauabschnitte und die in ihrem Schutze auszuführenden Bauwerke bezw. Montagearbeiten unter Eintragung der hier interessierenden Maße aufgezeichnet. Für die Fangedämme ergeben sich aus der Anordnung der Bauabschnitte, der Größe der umwehrten Grundfläche und der Höhenlage der Oberkante der Umwehrung bei allen gleichartigen Flußbauten größere oder geringere Gefahren; werden doch durch vorgenannte Umstände, vor allem bei höheren Wasserständen schwerwiegend ins Gewicht fallend, das Maß der Einschnürung des wasserführenden Flußquerschnittes, die Höhe des Staues, der vor den fertigen Pfeilern und an der oberen Wand der jeweilig im Flußquerschnitt eingebauten Umwehrung auftritt, sowie die Ausbildung der Senkungskurve des an diesen Stellen in die Schiffahrtöffnung wehrartig abfallenden Wassers grundlegend beeinflußt. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, mußte vor allem der II. Bauabschnitt ein besonders großes Risiko für die Fangedämme mit sich bringen, das noch vergrößert wurde, da die neben diesem Teil der Umwehrung liegende Schiffahrtschleuse für die Abführung der Hochwässer nicht in Frage kam. Die Schleuse war zwar zur Zeit der Katastrophe fertig, ihre Tore blieben aber geschlossen.

Ausbildung der Fangedämme. Untergrund.

Die Unternehmerin hatte vertraglich einen Fangedamm aus abgesteiften eisernen Bohlen Bauart „Rothe Erde“ Profil II verstärkt vor- und zu unterhalten und wieder zu beseitigen. Die Umwehrung mußte bei leerer Baugrube standsicher und wasserdicht gegen ein Außenwasser von + 97,40 sein. Die Einbindetiefen der Spundbohlen in die Flußsohle waren so bestimmt, daß alle Spundwände in der Stromrichtung bezw. auf 5 m Länge in den Anschlüssen 3,50 m tief, alle übrigen Teile der Umwehrung 2 m tief im Boden stehen sollten. Da die Oberkante Fangedamm mit + 97,40 in ihrer Höhenlage gegeben war, ergab sich für die Unternehmerin die Beschaffung von 7 bezw. 8,50 m langen Spundbohlen, die in Profil IIIa, da sofort greifbar, angeliefert wurden. Die Abmessungen und die Ausbildung dieses Profils ist in Abb. 2 wiedergegeben. Die Absteifung des Fangedammes wurde in Holz nach Maßgabe des in Abb. 2a aufgezeichneten Schnittes, der alles Nähere angibt, durchgeführt.

Zu beachten ist, daß die dicht unterhalb des Spundwandkopfes als Doppelzangen angebrachten 4,50 m langen ⊏ 26 mit 6 cm Zwischenraum in einer Ebene gestoßen und nicht übereinander weggreifend angeordnet sind. Diese Maßnahme erwies sich wohl für die voll abgesteifte, stehende Wand, nicht aber für die einzelner Stützen beraubte, dem Druck des Außenwassers nachgebende Wand als vorteilhaft. Die in Abb. 2a punktiert eingetragene nochmalige Verstrebung der hölzernen Stützböcke gegen das Rammgerüst wurde nur im II. Bauabschnitt aus besonderen Sicherheitsgründen an der oberen Fangedammwand, und zwar an Stellen, die infolge ungünstiger Beschaffenheit des Untergrundes besonders gefährdet erschienen, und an denen das baugrubenseitig geschlagene Rammgerüst hierzu Gelegenheit bot, durchgeführt.



Gewicht für das Meter Bohle . . . 55,65 kg
„ „ „ Quadratmeter Wand 146,50 kg
Widerstandsmoment für 1 lfd. m Wand 770 cm³.

Abb. 2. „Rothe Erde“-Spundwand. Profil IIIa.

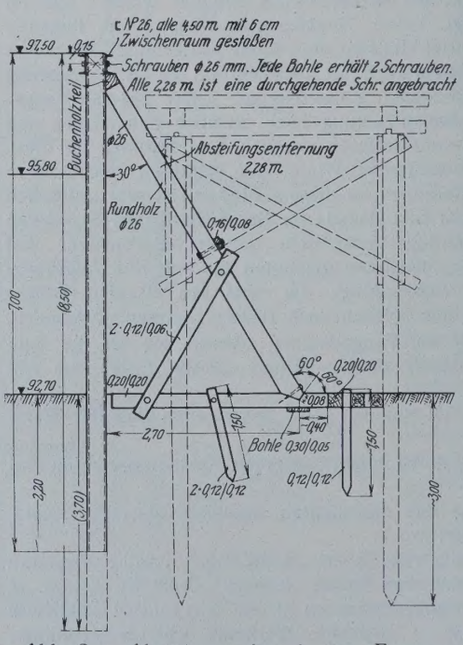


Abb. 2a. Abstützung des eisernen Fangedammes.

Auf die vor Baubeginn vorgelegte statische Untersuchung der Abstützung soll hier nicht eingegangen werden, zumal sie mir nicht zur Verfügung steht. Für den später-

hin erörterten Einbruch der oberen Wand des II. Bauabschnittes, der bei einem Wasserstande von + 95,80 stattfand, ergibt sich unter der sehr günstigen Annahme einer vollen Einspannung der Spundwand in Höhe der Flußsohle (s. dazu die Anleitung zur Statik der Fangedämme, die Engels in Foersters Taschenbuch gibt) bei einer Belastungsbreite von 2,28 m ein Strebendruck, der von dem vollständig durchweichten Baugrund nicht aufgenommen werden konnte.

Der Untergrund, in den die Fangedämme zu stehen kamen, bestand aus einer schwachen Decke aus Grobkies, die ihre größte Stärke mit rd. 30 cm in der Baugrube des I. Bauabschnittes erreichte. Der darunter anstehende blaugraue Ton, der auch beim Bau der Schleusen Offenbach a. M. und Mainkur angetroffen wurde, wird geologisch als Rupelton — nach dem Fluß Rupel benannt, an dem er in der Nähe von Antwerpen zutage tritt — bezeichnet. Dieser Ton bietet bei Bauausführungen des öfteren große Schwierigkeiten. Seine Härte schwankt in recht unterschiedlichen Schichten sehr stark, doch muß er in trockenem Zustande fast ausschließlich mit der Hacke gewonnen werden. Trocken stellt er fast durchgängig einen guten Baugrund dar, der sich aber sofort höchst nachteilig verändert, sobald Wasser hinzutritt. Dann wird der Rupelton recht bald mehr oder weniger plastisch, stark preßbar und auch schlammig, da er sich im bewegten Wasser auflöst. Da sich am Innenfuße der Baugrubenumwehrungen meist etwas Sicker- bezw. Regenwasser ansammelt und das benachbarte Erdreich durchweicht, so dürfen diesem Ton größere Pressungen durch die Stützböcke der Umwehrung nicht zugemutet werden. Vor allem wird auch die Einspannung der Spundbohlen im Untergrund sehr ungünstig durch die plastischen Eigenschaften des Tons beeinflußt.

Rammarbeiten und Rammgerüste.

Für die Rammarbeiten bot der Ton gar keine Schwierigkeiten. Die eisernen Spundwände der Fangedämme, die ausschließlich vom Rammgerüst aus mit unmittelbar wirkenden Dampframmen mit Bärgewichten von 1200 bis 1600 kg zwischen doppelten Zangenführungen, von denen die eine hölzerne Doppelzange an eingerammten Hilfspfählen in Höhe des Wasserspiegels, die andere in Höhe der Rammgerüstoberkante befestigt war, eingerammt wurden, zogen durchgängig gut, an der oberen Wand des II. Bauabschnittes teilweise zu gut. Nur in einigen härteren Tonbänken zeigten sich größere Widerstände. Zu gut zogen die Spundwände an der oberen Wand des II. Bauabschnittes, vor allem zwischen dem Punkte *B* und dem Eckpunkte zur ersten Schräge. Der hier anstehende Ton (s. später) war so weich, daß die unter die Ramme gebrachten 7,0 bezw. 8,50 m langen Bohlen schon beim Aufsetzen der 1600 kg schweren Bären bis 1 m tief in den Boden gedrückt wurden, während der übrige Teil der Einbindetiefen mit wenigen Schlägen bei nur 0,40 bis 0,60 m Fallhöhe heruntergerammt werden konnte, wobei die Bohlen im Durchschnitt etwa 0,15 bis 0,20 m bei jeder Hitze zogen. Es wurden mit Rammhaube fast durchgängig nur Einzelbohlen eingerammt, die mit Wulst voraus angesetzt wurden. In jedem Bauabschnitt arbeiteten zwei Dampframmen, am Lande mit der oberen bezw. unteren Abschlußwand der Umwehrung beginnend, nach der Strommitte zu, wo sie etwa in Mitte der Längswand zusammentrafen. Hier wurde die Wand durch Überlappung so geschlossen, daß drei Bohlen preß aneinander und sich überdeckend eingerammt wurden, wobei die baugrubenseitige Wand nach stromauf zu übergriff, um die Stoßstelle nicht dem Stromstrich auszusetzen. In die Wellen der sich überdeckenden Bohlen wurden passende Kanthölzer von der Länge der Spundbohlen eingerammt. Die übrigen Zwischenräume der Überlappung wurden durch Einbringen von Ton ausgefüllt und abgedichtet, die Bohlen der Stoßstelle mit durchgehenden Schraubenbolzen kräftig zusammengezogen. Dieser Wandschluß erwies sich als sehr dicht und dürfte bei vorübergehenden Umwehrungen der umständlicheren Art, den Schluß der Wand durch eine besondere Paß- bezw. Keilbohle zu bewirken, vorzuziehen sein.

Bei schiffbaren Flüssen wie dem Main wird es im allgemeinen wirtschaftlicher sein, das Rammen längerer eiserner Fangedämme nicht vom Rammgerüst, sondern vom Schiff aus zu bewirken. Das immerhin kostspielige Rammgerüst ist gut zu entbehren. Es wird zwar später zum Anbringen der ⊏-Eisen und zum Sichern und laufenden Nachdichten der Spundwände noch nutzbringend verwandt, doch genügt für all diese Arbeiten ein viel leichter gehaltener, schmälerer Laufsteg entlang der Umwehrungen, der auch an den Stellen, wo das Rammgerüst mit Rücksicht auf die Flößerei und Schiffahrt innerhalb der Baugrube angeordnet werden muß, die vor allem an der oberen Fangedammwand günstig gelegenen Lagerplätze für Kies und Steine nicht allzusehr beengt. Bieten doch diese hinter der Umwehrung abgelagerten Baumaterialien außerdem eine wertvolle Sicherung der Fangedämme gegen Einbrüche der Wand bei Hochwasser bezw. gegen Sohlenaufbrüche bei ungünstigem Baugrund. Auch für das Wiederziehen der Umwehrung ist das Rammgerüst entbehrlich, da diese Arbeiten ebenso gut vom Schiff aus ausgeführt werden können, bis auf die Wandteile in der Nähe des Ufers. An diesen Stellen sind Gerüste nicht zu entbehren. Recht ungünstig wirken Rammgerüste bei stärkeren Hochwässern. Einesteils werden sie bei Überflutungen der Fangedämme oft ganz oder größtenteils zerstört und vergrößern so nur die Hochwasserschäden, anderseits verfangen sich in ihnen viele innerhalb der Umwehrung aufgetriebene oder zu Tal treibende Hölzer aller Art, die aufstauend wirken, und die, gegen die Fangedammwände gedrückt, die Umwehrungen nur noch mehr gefährden (Abb. 5 u. 9).

Allgemeine Eigenschaften der eisernen Spundbohlen Bauart „Rothe Erde".

Wasserdichtigkeit und Sicherung der Fangedämme.

Es wird erforderlich, die teilweise allgemein bekannten Eigenschaften der eisernen Spundwände Bauart „Rothe Erde" im Zusammenhang mit aufzuführen.[1]) Bei den Rammarbeiten bewährte sich das Führungsschloß des Profils IIIa, das aus Klaue und walzenförmigem Wulst besteht, sehr gut. An keiner Stelle, auch nicht beim Rammen großer Mengen eiserner Bauwerkspundwände gleicher Bauart, konnte ein Herausspringen des Wulstes aus der Klaue beobachtet werden. Wie andere Spundwandarten, so ist auch die „Rothe Erde"-Spundwand von dem oft recht unangenehmen, durch die sehr hohen Reibungswiderstände im Führungsschloß der Bohlen bedingten Nachteil des Vorauseilens nicht völlig frei, doch blieb die Zahl der fertig gerammten und durch die zum Rammen angesetzte Bohle mit tiefer gezogenen Spundwände ziemlich gering, so daß ein Aufständern der zu tief stehenden Bohlen, das zwecks Einhaltung der Solloberkante + 97,40 gefordert wurde, nicht allzu häufig vorkam. Nach dem Leerpumpen der Umwehrung, das schnell vonstatten ging, zeigten sich die Fangedämme fast durchgängig als sehr wasserdicht. Kleinere Sickerstellen dichteten sich teils in kurzer Zeit durch die vom Fluß mitgeführten Sinkstoffe von selbst, teils konnten sie durch das wohl für alle eisernen Spundwandarten einfachste und überall billig erhältliche Mittel, die ausgesiebte feine Kesselasche, rasch abgedichtet werden. Die Sinkstoffe des Flusses oder die in die wasserseitigen Wellen der Spundbohlen eingeschüttete Kesselasche werden durch den Wasserdruck in die Klauen der Bohlen gepreßt und bewirken schnelle Abdichtung, falls nicht fehlerhafte Klauen- oder Wulstausbildung vorliegen, die stärkere Spritzstellen hervorrufen. Derartige größere Undichtigkeiten wurden mit gutem Erfolge durch das Eintreiben von schlanken Weichholzkeilen zwischen Wulst und Klaue von der Baugrube und gleichzeitig durch das Einschütten von Kesselasche von der Wasserseite her bekämpft. Nur im II. Bauabschnitt traten einige wenige dieser Spritzstellen auf, die durch kleine Walzfehler in der Ausbildung der Wulste hervorgerufen wurden. Nach Mitteilung der Lieferantin der Bohlen sollten diese Mängel nur eine Kriegserscheinung sein. Sie zeigten sich darin, daß der Wulst nicht überall voll walzenförmig rund, sondern an einigen Stellen leicht abgeplattet ausgefallen war, so daß er die Klaue nicht voll ausfüllen konnte. Zudem wurde in einzelnen Fällen auch eine zu große Aufweitung der Klaue festgestellt. In den Fällen, in denen beide Walzfehler zufällig gleichzeitig im Führungsschloß der Bohlen auftraten, ergaben sich diese stärkeren Undichtigkeiten in der Wand. Etwas zu stark aufgeweitete Klauen der Spundwand ließen sich im übrigen durch einige Schläge mit einem leichteren Vorschlaghammer rasch auf das profilmäßige Maß zusammentreiben. Eiserne Fangedämme müssen nach dem Leerpumpen bald und fertig ausgebaut werden, damit die sehr elastische Wand nicht unnötig immer wieder erschüttert wird. Bei dem Setzen der Streben, dem Anziehen der Keile usw. treten meist neue kleinere Sickerstellen in der Wand auf. Als in der Bauzeit das Kettenboot mit Schleppkähnen noch des öfteren durch die nur 20 m breite Schiffahrtöffnung zu Berg fuhr und mit seinem Heck oder Anhang die flußseitige Längswand des II. Bauabschnittes leicht anfuhr oder streifte, zeigten sich durch die Erschütterungen auf lange Strecken der Wand sofort neue kleinere Undichtigkeiten. Wie jede Umwehrung, so muß auch der eiserne Fangedamm fortlaufend und gründlich beobachtet werden. Die geringsten Sickerstellen, vor allem auch jede Wasseransammlung in der Baugrube am Fuße der Umwehrung, müssen sorgfältig überwacht oder sofort beseitigt werden. Der Sicherung des wasserseitigen Fußes der Fangedämme, vor allem in der Stromrichtung und an den Übergängen nach den Querwänden, muß besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Die Sicherungsarbeiten sind sofort nach Fertigstellung der Umwehrung durchzuführen. Gleichzeitig ist die Lage der Flußsohle an der Wand fortlaufend durch Peilungen festzustellen, um etwaige Auskolkungen rechtzeitig erkennen zu können. Als bestes Mittel für das Sichern des Fangedammfußes erwiesen sich nicht ganz prall gefüllte Sandsäcke, die sich bei niedrigem Wasserstande leicht einbauen lassen und sich in die Spundwandwellen gut einschmiegen. Sie sind Schüttungen von Steinen oder grobem Kies, die bei höheren Wasserständen leicht abgetrieben werden, unbedingt vorzuziehen. Durchaus verfehlt ist es, die Sicherung des wasserseitigen Fußes der Umwehrung zu vernachlässigen und erst bei einsetzendem starken Wasserwuchs an diese Sicherungsarbeiten zu gehen, die dann meist unwirksam werden, da die starke Strömung die

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 6, S. 75.

eingeworfenen Sandsäcke oder Steine mit sich fortreißt oder sie nicht an den Fuß der Umwehrung gelangen läßt. Zudem werden bei diesen Sicherungsarbeiten leicht Menschenleben gefährdet. Zum Füllen und teilweisen Entleeren der Baugrube vor bezw. nach Überflutung der Umwehrung empfiehlt sich der Einbau entsprechend vieler Schützöffnungen in die obere bezw. untere Abschlußwand der Fangedämme. Diese Schützverschlüsse lassen sich in den eisernen Wänden auf einfachste Weise durch Tieferschlagen einiger benachbarter Bohlen herstellen. Die Öffnungen werden durch Ausfüttern mit kurzen Abschnitten des gleichen Bohlenprofils oder durch ein Holzschütz, das sich in die Aussparung der Wand gut einpassen läßt, verschlossen. Um den Fangedamm gegen das Anfahren von Schiffen oder Flößen zu sichern, sind vor allem an der oberen Wand genügend viele Dalben in kräftiger Bauart anzuordnen, die, falls mit Eisenblech beschlagen, sich auch bei Eisgang als eine wertvolle Entlastung der oberen Wand erweisen. Mittelstarker Eisgang hat an den Umwehrungen beider Bauabschnitte keine Schäden verursacht. Nur einige Dalben wurden durch das Treibeis in Wasserspiegelhöhe durchgesägt. Seine Widerstandsfähigkeit gegen Zerstörungen bei Eisgang ist ein beachtenswerter Vorteil der eisernen Fangedämme gegenüber den hölzernen Umwehrungen. (Schluß folgt.)

Zur Frage der Eisabführung an Wehren und über verwandte Fragen im Eisenwehrbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Hugo Kulka**, Hannover.

Herr Oberbaurat Geiße in Hannover hat in der „Bautechnik“ 1926, Heft 5, zu dem sehr interessanten Aufsatze des Herrn Ministerialdirektors Dr.-Ing. Ottmann in der „Bautechnik“ 1925, Heft 18, Stellung genommen und weiter einige für unsere Wehrbauten wichtige Fragen an eigenen wertvollen Erfahrungen an dem Dörverdener Wehr behandelt.

Die grundsätzliche Stellungnahme des Herrn Geiße zu diesen Fragen und seine Kritik einiger Wehrarten veranlassen mich, auf Grund von vieljährigen Erfahrungen an geplanten und ausgeführten Bauten auch meine Ansichten zu äußern. Da beim Wasserbau die Erfahrung neben der Theorie das wesentlichste Kriterium für die Bewertung einer Konstruktion ist, darf ich vorausschicken, daß ich meine Ausführungen auf Dutzende von Bauten unter den denkbar verschiedensten Verhältnissen stütze.

Zunächst möchte ich einen Grundsatz voranstellen, der mir, wenn ich so sagen darf, konstruktives Evangelium geworden ist: Wenn man nicht unbedingt dazu genötigt ist, soll man kein in die Sohle versenkbares Wehr bauen. Gewiß können Ausnahmefälle manchmal für diese Konstruktion sprechen, z. B. architektonische Gründe, wie bei dem Heidelberger Neckarwehr.[1]) Aus meiner eigenen Bauerfahrung an großen Wehren versenkbarer Bauart darf ich sagen, daß sie sich wohl gut bewährt haben, doch ist und bleibt die Sohlendichtung ein Teil, der leicht zu Krankheiten neigt.

Die von Herrn G. erwähnte Rundstabdichtung als Sohlendichtung kann auch ich als nicht zuverlässig bezeichnen. Das Vibrieren habe ich selbst in einem Falle feststellen können. Nachahmenswert erscheint mir die Konstruktion jedenfalls nicht. Die von G. erwähnte Konstruktion des Barthelner Oderwehres hat sich m. W. in dem über 10jährigen Betriebe gut bewährt. Ich habe seinerzeit diese Dichtungsart vorgeschlagen; sie ist, wie Herr G. ausführt, sehr verwandt mit der von der M. A. N. bei ihrer Versenkwalze ausgeführten Dichtung, nur daß die Dichtungsbleche an der Wehrsohle sitzen, aber ebenfalls durch das Oberwasser angepreßt werden. Es war dies bei der Breslauer Konstruktion ohne Bedenken möglich, weil man bei gehobenem Wehr die Dichtung von der Unterwasserseite aus stets kontrollieren und justieren kann. Der Vorteil der M. A. N.-Konstruktion bei der Sohlendichtung der Walze besteht in der Möglichkeit, bei gehobenem Wehre die Dichtung zu justieren (vergl. Abb. 1).

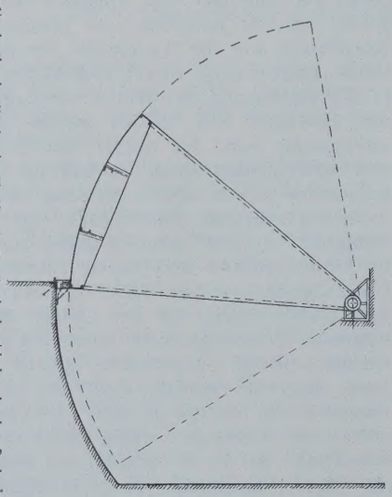


Abb. 1.

Bevor ich nun auf die Wehre mit Eisklappe eingehe, möchte ich anschließend an die Ausführungen von Herrn G. über die Frage der Standsicherheit und hydraulischen Wirkungsweise neuzeitlicher Wehrarten einige Worte vorausschicken.

Zunächst muß ich leider der Behauptung des Herrn G. in allen Punkten widersprechen, daß die Walze „unempfindlicher gegen Erschütterungen ist, als das in offener Konstruktion hergestellte und von den elastischen Formänderungen eines Zweigelenkbogens abhängige Segmentschild“.

Maßgebend für den Durchmesser der Walze bleibt die Stauhöhe. Sie ist das oberste Maß des Durchmessers. Aus hydraulischen Gründen, auf die ich weiter unten nochmals zurückkomme, wählt man den Walzendurchmesser geringer und führt die Walze mit Schnabelansatz aus, wenn man nicht, bei genügender Konstruktionshöhe, zur Trennung zwischen Stauwand und Walze übergeht und den Durchmesser der Walze dann nach konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten wählt. Ich will ein praktisches Beispiel wählen, wie es heute bei unseren Flußbauten als Typ angesprochen werden darf. Stauweite einer einheitlichen Öffnung 45 m = b; Stauhöhe 4 m; Stauschildhöhe 0,5 m; daher verfügbarer Walzendurchmesser 3,5 m = d. Das entspricht einem Verhältnis $\frac{d}{b} = \frac{1}{13}$ (vergl. Abb. 2).

Das ergibt, wenn man die Walze nicht außerordentlich verstärken will, eine relativ große Durchbiegung. Ich bin aber der Ansicht, daß dies trotzdem gar nicht so gefährlich ist.

Nun das Segmentwehr. Ich weiß nicht, ob Herrn G. die Querschnitte des neuzeitlichen Segmentwehres bekannt sind, da Veröffentlichungen in Zeitschriften so gut wie gar nicht vorhanden sind. Baut man allerdings ein Segmentwehr so, wie das in der Stimmingsarche bei Brandenburg erbaute und im Handbuch des Wasserbaues von Engels beschriebene Wehr, so kann man Herrn G. Recht geben.

Man kann wohl, wie Herr G. bemerkt, ein Segmentwehr als einen Zweigelenkrahmen auffassen. Daß aber diese Zweigelenkwirkung weder auf den Wehrkörper noch auf die Pfeiler einen ungünstigen Einfluß ausübt, möchte ich an dieser Stelle ganz besonders betonen.

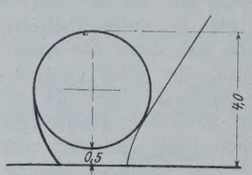


Abb. 2.

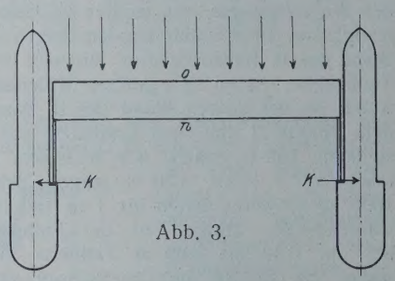


Abb. 3.

Die Behauptung, die man manchmal hört, daß die Pfeiler durch die Seitenschübe K ungünstig beeinflußt werden, und die als Argument gegen das Segmentwehr ins Treffen geführt wird, gehört ins Reich der Märchen. Das trifft wohl bei einem schlecht konstruierten Segmentwehr zu. Ich habe bereits vor 13 Jahren in meiner Schrift „Zur Theorie des Wasserdruckes . . .“ (erschienen bei Wilhelm Engelmann) den Beweis erbracht, daß man bei richtiger Konstruktion den Schub der Gelenkwirkung durch passende Wahl der Querschnitte so einschränken kann, daß weder Wehr noch Pfeiler durch den Schub nennenswert beeinflußt werden. Meine vielfachen Erfahrungen haben diese theoretische Erörterung voll bestätigt. Beim Dörverdener Segmentwehr ist auch der Fehler vorhanden, den ich in der genannten Schrift gerügt habe. Auch hier sind die als räumliche Fachwerkträger ausgebildeten Endstützen viel zu sperrig und fördern vermöge ihres großen Trägheitsmomentes die Wirkung des Zweigelenkbogens. Überdies bieten sie Anlaß zum Einhängen von Schwimmkörpern.

Ich nenne aus meiner eigenen Erfahrung zwei Ausführungen aus letzter Zeit:

1. Die Segmentwehre für eine Talsperre in Schlesien 2 · 22,5 m l. W. und 4,1 m Stauhöhe. Bei einem Wasserdrucke von 190 t für eine Öffnung beträgt der Pfeilerschub $K = 6$ t.

2. Das im Bau befindliche Segmentwehr (Abb. 3) im Neckar bei Ladenburg von rd. 36,0 m Breite und 5,5 m Stauhöhe.

Wasserdruck rd. 550 t
Pfeilerschub $K = 10$ t.

Beide Beispiele zeigen Werte des Gelenkschubes, die für die Berechnung der Pfeiler infolge ihrer Geringfügigkeit gar keine Rolle spielen.

Für die Mittelpfeiler wirken sie bei geschlossenem Wehr überhaupt nicht, da sich die Schübe aufheben, bei einseitig geöffnetem Wehr aber günstig auf die Pfeilerstandfestigkeit, da sie dem Seitendruck des Wassers auf den Pfeiler von der Seite der freien Öffnung entgegenwirken; ebenso entlasten sie stets die Landwiderlager.

Daß aber die oben errechneten Werte auf die Durchbiegung nur geringen Einfluß haben, ergibt ihr kleiner Betrag gegenüber den Hauptstabkräften.

[1]) Vergl. die „Bautechnik“ 1926, Heft 14, S. 197.

Z. B. würde im Beispiel 2 bei 4 m Trägerhöhe des Segmentes und 11 m Halbmesser die größte Stabkraft betragen:

$$O_0 = U_0 = \mp \frac{550 \cdot 36}{8 \cdot 4{,}0} = \mp 620 \text{ t.}$$

Wirkung des Zweigelenkbogens:

$$O' = + \frac{10 \cdot 7{,}0}{4{,}0} = + 17{,}5 \text{ t}$$

$$U' = - \frac{10 \cdot 11}{4{,}0} = - 27{,}5 \text{ t.}$$

Beide Werte betragen nur einen geringen Bruchteil des Wertes O_0 bezw. U_0 beim Träger auf zwei Stützen.

Die Diagonalen bleiben bekanntlich unbeeinflußt durch die Schubwirkung. Würde man aber die Schubwirkung des Rahmens für die Durchbiegung berücksichtigen, dann ergibt sich eine Verringerung, keinesfalls aber eine Vergrößerung der Durchbiegung; denn die Stabkräfte in den Gurtungen werden verkleinert.

Wegen der Geringfügigkeit des Einflusses wird aber die Schubwirkung nur als Zusatzbelastung der Stützen berücksichtigt.

Wie steht es sonst mit der Standfestigkeit der Segmentwehre? Während man also bei dem Walzenwehre durch die Stauhöhe an ein oberes Maß für den Walzendurchmesser gebunden ist, kann die Wahl der Höhe der Hauptträger beim Segmentwehre ganz nach konstruktiven Erwägungen geschehen, also auch mit Rücksicht auf ein passendes Verhältnis zur Stützweite (Abb. 4) und mit Rücksicht auf die Durchbiegung.

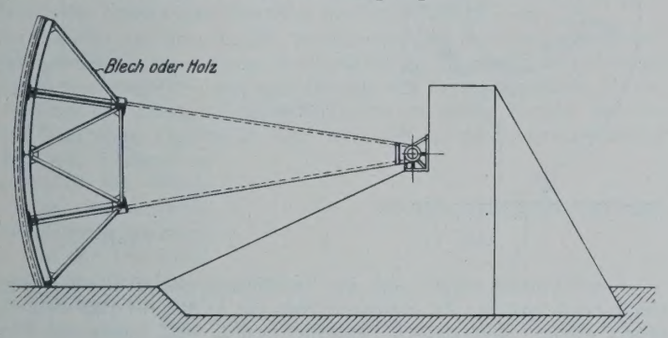


Abb. 4.

Da nun Sicherheit und Durchbiegung für den Ingenieur das Maß der Standfestigkeit einer Konstruktion sind, so darf wohl als bewiesen betrachtet werden, daß das richtig konstruierte Segmentwehr nichts zu wünschen übrig läßt, ja sogar ermöglicht, die Durchbiegungen wesentlich geringer zu halten als beim Walzenwehre.

Auch bezüglich der Empfindlichkeit gegen Erschütterungen kann ich Herrn G. nicht beipflichten. Es kommt selbstverständlich auf die Konstruktion an. Bei einer großen Zahl von Walzenwehren, vielleicht sogar der Mehrzahl, ist vor die Walze ein Stauschild gesetzt (Abb. 5).

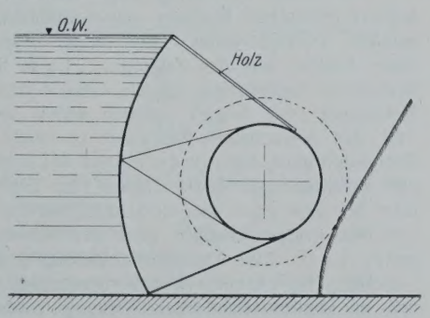


Abb. 5.

Abb. 6 zeigt ein neuzeitliches Segmentwehr. Um im Walzenwehre eine Einwirkung schwimmender Körper zu vermeiden, ist häufig eine Holzwand angeordnet, um gerade das in offener Konstruktion hergestellte Walzenwehr zu schützen. Dagegen habe ich wiederholt Segmentwehre nach Abb. 6 ausgeführt, die oben durch den als Abdeckblech konstruierten Hauptträger so geschützt werden, daß von einer offenen Konstruktion nichts übrig bleibt. Dauerbetrieb unter den schwierigsten Verhältnissen hat nicht die geringsten Störungen gezeigt, obwohl solche Wehre schon bis über 20 m l. W. und 6 m Stau mit einseitigem Antrieb ausgeführt wurden und von schweren Hochwässern überströmt wurden.

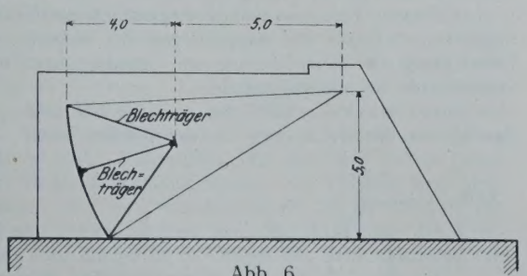


Abb. 6.

Sowohl die Vorsichtsmaßnahmen laut Abb. 5 als auch die Konstruktion Abb. 6 wird man nur dort anwenden, wo die Verhältnisse es erfordern. Ja, man muß sogar zu folgendem Ergebnis kommen: Das nach Abb. 5 gebaute Walzenwehr und das gut konstruierte Segmentwehr unterscheiden sich kaum gegenüber ihrer äußerlichen Angriffsmöglichkeit, vielmehr nur durch die Anordnung der tragenden Massen. Da diese aber beim Segmentwehre wesentlich konzentrierter liegen, so ist der Eisenverbrauch ohne Verringerung der Betriebssicherheit im Gegensatze zu den Ausführungen G. doch ins Gewicht fallend, und ich kann mich hier den Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Ottmann nur voll anschließen.

Mit dem Eisenverbrauch geht die Stärke des Antriebes Hand in Hand.

Was nun die hydrodynamische Wirkung der Wehrform und die damit zusammenhängenden Erschütterungen und Saugwirkungen betrifft, so darf man ruhig sagen, daß das Segmentwehr in dieser Beziehung grundsätzlich allen Wehrarten überlegen ist. Die Frage der Saugwirkungen, die zu so vielen schweren Enttäuschungen geführt hat und Störungen zeitigte, die rätselhaft und theoretisch unzugänglich erschienen, ist in der Literatur m. W. nicht eingehend behandelt, sondern nur gelegentlich gestreift worden. Ich glaube daher, daß es der Mühe wert ist, bei diesem Punkte etwas zu verweilen. Ich werde Gelegenheit haben, in einem demnächst bei Wilhelm Ernst & Sohn erscheinenden Buche eingehend auf diesen Gegenstand einzugehen.

Beim Heben eines Wehrkörpers geht der so schöne hydrostatische Zustand der Wehrbelastung in einen hydrodynamischen über, und dieser Übergang birgt eine Fülle von Gefahren, die ein Wehr in seiner Betriebssicherheit und Festigkeit bedrohen können. Begnügt man sich jedenfalls mit der statischen Untersuchung, so kann man recht unangenehme Erfahrungen machen.

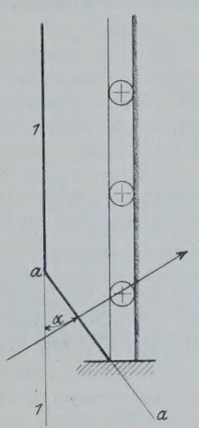


Abb. 7.

Wenn man allerdings an das Bernoullische Gesetz denkt, daß der hydrodynamische Druck stets kleiner sein muß als der hydrostatische, dann könnte man durch dieses Argument alle Bedenken sofort aus dem Wege räumen. Aber gerade in der Druckverminderung liegt die Gefahr. Als allgemeine Regel möchte ich etwa folgenden Satz gelten lassen: Alle Flächen, die an Stellen großer Wassergeschwindigkeit liegen und die eine wesentliche Neigung normal zu ihrer jeweiligen Bewegungsrichtung haben, bilden Gefahrenpunkte und müssen in ihrer dynamischen Wirkungsweise sorgfältig untersucht werden. Zwei Skizzen werden diese Regel rasch erläutern.

Im ersten Falle ein Schützenwehr (Abb. 7): Die Bewegungsrichtung des Schützpunktes *a* ist beim Aufziehen oder Ablassen Richtung 1, 1. Wäre Fläche *a a* z. B. mit Blech verkleidet, so bildet sie einen Gefahrenpunkt, denn sie weicht in einem beträchtlichen Winkel von der Bewegungsrichtung 1, 1 ab.

Im zweiten Falle (Abb. 8) ist ein Walzenwehr ohne Schild gewählt. Punkt *a* besitzt als augenblicklichen Drehpunkt den Punkt *O* der Walzbahn. Die untere Fläche *a a* der Walze weicht in einem beträchtlichen Winkel von der Richtung 1, 1 ab, daher ist die hydrodynamische Wirkung zu untersuchen.

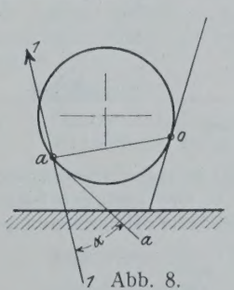


Abb. 8.

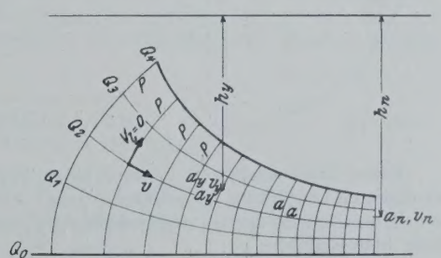


Abb. 9.

Um einige allgemeine Gesichtspunkte zu gewinnen, sei eine Wand untersucht, die sich nahe der Sohle eines geöffneten Wehres befindet. Einleitend sei bemerkt, daß solche Untersuchungen auf der Grundlage der neueren Strömungslehre nach den Sätzen der Potentialtheorie geführt werden können. Man erhält dadurch jedenfalls ein tieferes Verständnis für das Wesen der Probleme, darf aber dabei nicht außer acht lassen, daß die in der Potentialströmung vorausgesetzte Wirbelfreiheit nicht immer zutrifft. Immerhin geben die nach der Potentialtheorie berechneten Erscheinungen Werte, die durchaus brauchbar sind und den Konstrukteur vor Enttäuschungen bewahren.

Die Strömungserscheinungen einer Stauwand laut Abb. 9 sind gekennzeichnet, wenn man die sogenannten Stromlinien *Q* und die Äquipotentiallinien *P* einzeichnet.

Die Linien Q stellen die Bahnkurven der Flüssigkeitsteilchen während der Strömung, die Linien P jene Kurven vor, auf denen das Geschwindigkeitspotential konstant ist. Die resultierende Geschwindigkeit in irgend einem Punkte des Strömungsbildes ist winkelrecht zur Kurve P gerichtet, in der Tangente an der Kurve P ist stets die Geschwindigkeit Null.

Es ist also das ganze Strömungsbild bekannt, wenn man die Linien Q und P kennt.

Es läßt sich nun beweisen, daß diese Kurven gerade für die hier vorkommenden geraden und kreisähnlichen Krümmungen auch Kreise sind. Der Beweis würde zu weit führen und gehört in das Gebiet der konformen Abbildungen. (Die Überführung des achsenparallelen Strömungsbildes in das hier zu betrachtende läßt sich durch zwei Abbildungen $W = \log z$ und $W' = \frac{1}{z}$ durchführen, und man erhält als Ergebnis einen Sonderfall der linearen Transformation, die sogenannte hyperbolische Transformation.)

Wählt man die Kreisteilung der Kreise P und Q so, daß alle Elemente des Netzes Quadratchen sind, was ohne weiteres erreichbar ist, so fließen zwischen zwei Linien Q die gleichen Wassermengen durch; also zwischen Q_0 und Q_1, bezw. Q_1 und Q_2, bezw. Q_2 und Q_3, bezw. Q_3 und Q_n fließt jeweils die gleiche Wassermenge durch, nämlich $\frac{Q}{4}$, wenn mit Q die gesamte unter dem Wehre fließende Wassermenge bezeichnet wird. Im oberen breiten Schlauche bewegt sich das Wasser mit geringerer Geschwindigkeit, im unteren mit größerer, und vermöge der Kontinuität des Strömungsbildes bietet demnach die Seitenlänge eines Quadratchens a einen Maßstab für die jeweilige Geschwindigkeit.

Fließt nämlich zwischen Q_2 und Q_3, wie oben ausgeführt, $\frac{Q}{4}$ hindurch, dann ist am Ausfluß (bei einer Breite Eins $\perp$ zur Zeichenebene gemessen)

$$(1) \qquad \frac{Q}{4} = F_n \cdot v_n; \quad F_n = a_n \cdot 1; \quad \frac{Q}{4} = a_n \cdot v_n$$

$$(2) \qquad \frac{Q}{4} = a_y \cdot v_y$$

$$(3) \qquad v_y : v_n = a_n : a_y; \quad v_y = v_n \cdot \frac{a_n}{a_y} \qquad \text{aus 1 u. 2.}$$

Kennt man also die Geschwindigkeit v_n am Ausfluß, so läßt sich die Geschwindigkeit an irgend einem Punkte des Strömungsbildes nach der einfachen Beziehung finden, $v_y = v_n \cdot \frac{a_n}{a_y}$, wobei die Größen a_n, a_y aus der Zeichnung entnommen werden können. Insbesondere kann man in jedem Wandpunkte des Staukörpers die Geschwindigkeit der Strömung bestimmen.

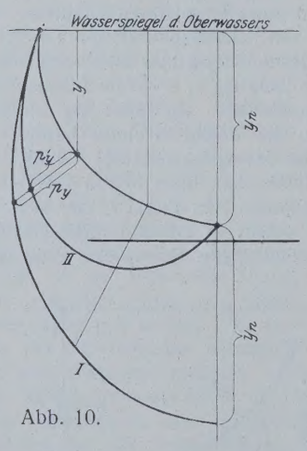


Abb. 10.

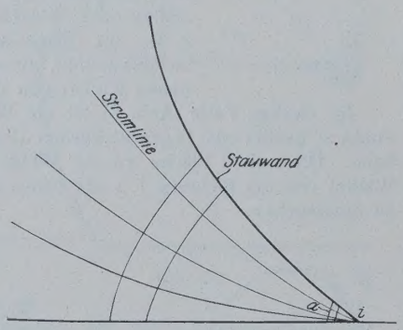


Abb. 11.

Diese Geschwindigkeit v_y wird einen Teil der in jedem Wandpunkte verfügbaren Druckhöhe h_y aufzehren (vergl. Abb. 10), und nach dem Satze von Bernoulli wird der verbleibende Druck p_y' kleiner sein als der ursprüngliche hydrostatische p_y:

$$p_y' = p_y - \frac{v_y^2}{2g} = p_y - v_n^2 \cdot \frac{a_n^2}{a_y^2},$$

wobei für a_n die Seitenlänge des Quadratchens bei der Wandstelle y zu nehmen ist.

Man erhält also statt des Bildes (in Abb. 10) für die hydrostatische Druckverteilung (Kurve I) eine neue Kurve (Kurve II), die geringere Drücke gegen den Staukörper ergibt.

Betrachten wir nun nochmals unsere kreisförmigen Stromlinien. Diese gehen durch einen Fixpunkt, d. i. den Schnittpunkt der Stauwand mit der Sohle i (Abb. 11). Da es uns auf das Verhältnis von $\frac{a_n^2}{a_y^2}$ ankam, so kann man sofort ersehen, daß bei geringer Spaltöffnung wegen des kleinen Wertes von a in der Spitze der Wert von $\frac{a_n^2}{a_y^2}$ sehr klein wird, also bei kleinem Spalt sich nur eine kleine Druckverminderung ergeben wird.

Hebt man das Wehr weiter, so werden zwei Umstände zu beachten sein: 1. die Druckhöhe (statische) h_y verkleinert sich, da das Wehr aus dem Wasser gezogen wird; 2. der Wert $\frac{a_n^2}{a_y^2}$ vergrößert sich, und darum nimmt die dynamische Wirkung zu. Es gibt nun eine Stellung, die für den Wehrkörper am ungünstigsten werden kann. Wo diese Stelle liegt, hängt wesentlich von der Bewegungsart des Wehres ab. Als Beispiel wird ein Walzenwehr mit Schild gewählt (Abb. 12). Der Spalt habe die Höhe h_n, das Wehr sei in dieser Lage im Punkte 0 unterstützt. Wäre das Wehr nur nach hydrostatischen Grundsätzen berechnet, so würde in dieser Lage das Antriebsorgan Z um den Wert $Z = \frac{We}{z}$ entlastet werden. Infolge der hydraulischen Wirkung könnte aber die Resultierende kleiner werden, und zwar würde W_1 das Antriebsorgan nur um $Z' = \frac{W_1 e_1}{z}$ entlasten. Ja, es könnte sogar die Resultierende der Wasserkräfte nach W_2 kommen, und dann würde sogar eine zusätzliche Belastung des Antriebsorganes um $Z'' = \frac{W_2 e_2}{z}$ stattfinden.

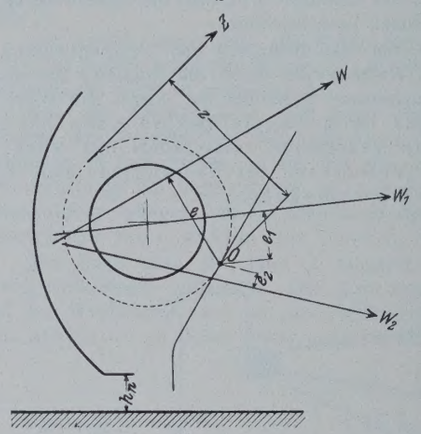


Abb. 12.

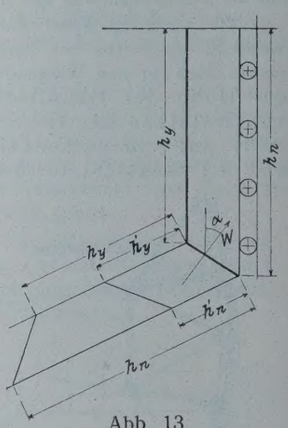


Abb. 13.

Ganz ähnlich würden sich die Verhältnisse gestalten, wenn man bei einem Schützenwehre der Stauwand etwa die in Abb. 13 dargestellte Form geben würde. Rein statisch betrachtet, würde eine Entlastung $W \cos \alpha$ betragen. Durch die Strömung wird aber W auf W' herabgedrückt, und die Entlastung ist wesentlich kleiner.

Aus dem allgemeinen Fall, der beim Walzenwehre erörtert wurde, kann man ersehen, daß die Einwirkung auf das Zugorgan sich berechnen läßt:

$$Z' = \frac{We}{z}.$$

Aus dieser Gleichung kann man entnehmen: Will man von der hydrodynamischen Wirkung ganz unabhängig sein, dann kann dies nur erreicht werden, wenn e Null wird. Dann bleibt die Änderung von W ohne Einfluß auf das Zugorgan. Diese Schlußfolgerung bedeutet eine bestimmte Anforderung an die Gestalt des Wehrkörpers bezw. an seine Bewegung. Sie besagt nämlich nichts anderes als: Bewegt sich jeder Teil der betrachteten Stauwand so, daß die Resultierende durch den Drehpunkt geht, dann ist der Einfluß der hydrodynamischen Druckverteilung auf das Zugorgan Null. Dieser Fall tritt nur beim Segmentwehre auf oder bei dem ganz ebenen Schützenwehre.

Beim Segmentwehre geht der Wasserdruck stets durch den Drehpunkt $e = 0$. Eine Druckverminderung ändert daran nichts.

Das „Hüpfen ein s Wehrkörpers", wie es Herr G. nennt, hängt innig mit der hydrodynamischen Wirkung zusammen. Es ist bei keinem mir bekannten Segmentwehre aufgetreten, ja, es bedeutet einen Widerspruch gegen das Prinzip des Segmentwehres.

In diesem Zusammenhange möchte ich noch auf den zweiten Punkt eingehen, d. i. auf die Saugwirkung bei Wehren. Die Geschichte der Entwicklung der Wehre zeigt, wie einschneidend dieser Punkt für die konstruktive Behandlung wurde.

Wird z. B. eine reine Walze von der Wehrsohle gelüftet, dann verläßt das Wasser die Walze nicht an der tiefsten Stelle. Die sogenannte Ablösungsstelle befindet sich nicht bei a, sondern bei a' (Abb. 14). Die genaue theoretische Verfolgung dieser Frage ist schwierig, sie wird nach der Potentialtheorie um so schwieriger, als sich der störende Einfluß der Wehr-

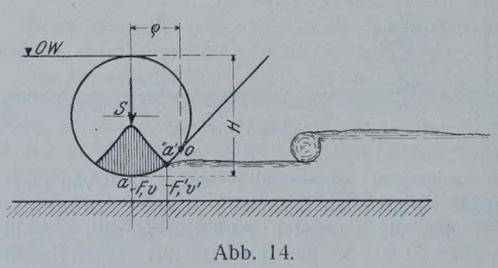


Abb. 14.

sohle fühlbar macht. Nimmt man mit gewissem Recht an, daß bei a' die Umwandlung der verfügbaren Druckhöhe H in Geschwindigkeit vollständig stattgefunden hat und bei dem Querschnitte F' die Geschwindigkeit v' entstanden ist, so muß infolge der Kontinuität $F v = F' v'$; da aber $F' > F$, wird $v > v'$. Das erscheint paradox. Hat doch v' die ganze verfügbare Druckhöhe erschöpft.

Die dem v entsprechende Druckhöhe H muß wegen $v > v'$ auch größer sein als H. Die fehlende Druckhöhe $H—H$ wird der Luft entnommen und bildet die bekannte, so unangenehme Saugerscheinung. Ihr Wirkungsbereich ist in Abb. 14 schraffiert eingetragen.

Da diese Saugwirkung als negativer Druck aufgefaßt werden kann, so gilt auch hier, was bei dem Druckverluste durch Strömung gesagt wurde, daß diese Wirkung nur dann unangenehm werden kann, wenn die betreffenden Flächen des Staukörpers eine bestimmte Lage zu ihrem augenblicklichen Drehpunkte haben. Durch ungeschickte Formgebung kann bei Walzen und Schützen diese Saugwirkung sehr schwerwiegende Folgen haben.

Saugwirkung $M_s = S \varrho$.

Beim Schützenwehre Saugwirkung S.

Beim Segmentwehre ist das Moment der Saugwirkung stets Null, weil die Resultierende durch den Drehpunkt geht.

Wie steht es nun mit den Pfeilerbauten bei den Segmentwehren? Daß die Pfeilerbreite nicht größer wird, habe ich schon oben erwähnt. Der Behauptung des Herrn G., daß die Pfeilerlänge für das Segmentwehr größer wird, muß ich leider auch widersprechen. Theoretische Erwägungen und praktische Erfahrungen beweisen das Gegenteil.

Wird wieder das oben bereits benutzte Beispiel zum Vergleich herangezogen, also Wehrbreite 45,0 m, Stauhöhe 5,0 m, Neigung der Zahnstange auf dem Pfeiler etwa 60 °, verlangte Hebung der Kronenunterkante 11,0 m über Wehrsohle. Dann ist beim Walzenwehre (ohne Zugabe für die Dichtung und ohne Zugabe für den Pfeilerteil an der Unterwasserseite) das Maß von 10,35 m erforderlich (Abb. 15). Würde man beim Segmentwehr dieselbe Hubhöhe erreichen wollen und den Drehpunkt 5,0 m über die Sohle legen, dann würde nur das Maß von 9,60 bei einem Halbmesser von ungefähr 10 m erforderlich sein (Abb. 6). Die Pfeileraufbauten sind überdies beim Segmentwehre nicht erforderlich. Man kann den Pfeiler über dem Drehpunkte abschließen. Alle meine praktischen Erfahrungen haben diese einfache Überlegung bestätigt. Stets war in die für das Walzenwehr vorgesehenen Pfeiler das Segmentwehr bequem unterzubringen, ja, häufig gab sich durch geschickte Anordnung, besonders bei erforderlicher Brücke, noch eine Ersparnis.

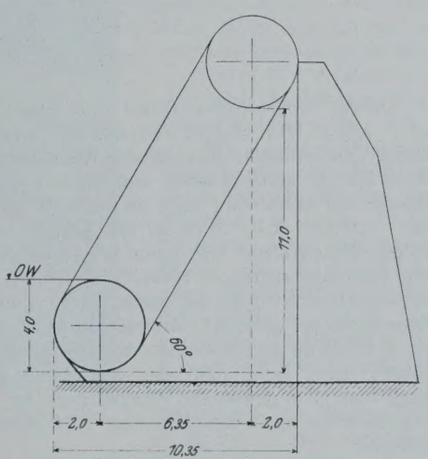


Abb. 15.

Zu dem gleichen Ergebnis führten auch die Untersuchungen, die bei dem Neckarwehr bei Ladenburg angestellt wurden.

Und nun zur Frage der Eisklappe! Das Bedürfnis, ein größeres bewegliches Wehr auch von oben zu regeln, ist alt. Ich erinnere an die Rollschützwehre bei Augst-Wyhlen am Rhein, deren Bau vor etwa 17 Jahren in Angriff genommen wurde, und die mit 2,0 m hoher Eisklappe konstruiert sind. Die Regelung der Wasserabführung von oben entspricht einem durchaus gesunden Grundsatze. Selbst dort, wo der Eisablaß von oben nicht möglich ist, wird man trachten müssen, die schweren Verschlußkörper möglichst wenig zu bewegen. Dadurch wird erstens eine außerordentliche Schonung der Wehrbettung erreicht. Zweitens wird die Dichtung der großen Verschlußkörper nicht gestört, wenn nur kleine Wassermengen abzulassen sind. Bekanntlich läßt das unter hohem Druck unter dem Wehrkörper hindurchströmende Wasser eine Feinregelung nicht zu. Diesen Nachteil haben auch jene Konstruktionen, bei denen wohl die Staukörper etwas gesenkt werden können, also ein Ablaß über die Wehrkrone stattfindet, dabei aber ein größeres Öffnen der Sohlendichtung mit in Kauf genommen werden muß.

Dagegen erfüllen vollkommen versenkbare Staukörper wie das Sektorwehr den Zweck vollständig, da hier die Dichtung an der Sohle stets gewahrt und ein besonderer Hohlraum im Wehrkörper zugänglich bleibt. Die großen Kosten solcher Anlagen stehen ihrer Verwendbarkeit hindernd im Wege.

Den letzten Absatz auf S. 60 des Geißeschen Aufsatzes, der mit den Worten beginnt: „Zu der Frage der Anordnung einer Eisklappe ist zu bemerken, daß diese nur da in Frage kommen kann, wo die Versenkungsmöglichkeit des beweglichen Wehrkörpers ausgeschlossen ist", möchte ich gerade entgegengesetzt aussprechen: Eine Versenkbarkeit kann nur dort in Frage kommen, wo man mit anderen Mitteln nicht auskommt.

Die Eisklappe macht den Betrieb des Wehres wesentlich einfacher und nicht umständlicher, wie Herr G. behauptet. Man kann sie so groß wählen, daß man kleine Hochwässer damit bewältigen kann und nur in den seltensten Fällen die großen Staukörper hebt. Dabei genügt es oft, nur einen Staukörper damit auszurüsten. Bei den Segmentwehren für die obenerwähnte Talsperre in Schlesien ist der Querschnitt der Klappen so groß gewählt, daß die großen Staukörper vielleicht einmal im Jahre bewegt werden müssen. Das war entscheidend für die Wahl der Konstruktion.

Bei der Ladenburger Schleuse sind zwei Öffnungen ohne Eisklappe im Bau, während eine 36-m-Öffnung ein Segment mit einer 1,5 m hohen Eisklappe erhält, die schon beträchtliche Wassermengen abführen kann.

Allerdings kommt es sehr darauf an, wie eine solche Eisklappe konstruiert wird. Daß die Klappen mit Klappern nichts zu tun haben dürfen, ist wesentlich. Und das gerade war der Nachteil vieler Klappenkonstruktionen.

Die von Ottmann beschriebene Klappe stellt einen vollkommen torsionsfesten Körper dar, der auf dem Hauptkörper solide gelagert ist. Und letzteres ist der große Vorteil, wie die Erfahrung vollends bestätigt hat, und nicht der Nachteil, wie Herr G. meint.

Die Formänderungen, von denen Herr G. spricht, und die sich ungünstig auswirken können aus Sonnenbestrahlung, aus verschiedener Beanspruchung durch Stau, Schwingungen, auch Unterdruck ist bei gut gebautem Segmentwehr wohl nie, bei anderen Konstruktionen aber wiederholt beobachtet worden. Die von Herrn G. an gleicher Stelle ins Treffen geführte größere Formänderung als Zweigelenkträger beruht auf einem grundsätzlichen Irrtum.

Da Herr Oberbaurat Geiße sich der Mühe unterzogen hat, ein Modellwehr zu besichtigen, das seit etwa zwei Jahren im Betriebe ist und auf ihn einen vertrauenerweckenden Eindruck machte, so möchte ich darauf hinweisen, daß die gleiche Konstruktion mit massivem und beweglichem Unterwehr bereits bei einer Reihe großer Anlagen im Betriebe ist und sich gerade wegen der Zuverlässigkeit der Bedienung ausgezeichnet bewährt hat, und daß einige große Anlagen, darunter ein Wehrkörper von 36,0 m Breite und 5,5 m Stauhöhe im Bau sind. Nicht Recht kann ich Herrn G. darin geben, daß der gemeinsame Antrieb von Klappe und Staukörper von geringer Bedeutung ist. Dieser Punkt ist sehr wesentlich und bewahrt davor, in die Fehler zu verfallen, die früher bei Eisklappen gemacht wurden. Denn gerade, weil die Eisklappe mit Sicherheit bewegt werden und auch imstande sein muß, größere Widerstände ohne Gefahr zu überwinden, muß ihre eigene Konstruktion sowie die Konstruktion ihres Antriebes so kräftig sein, daß man die theoretischen Bewegungswiderstände mit großer Antriebsreserve überwinden kann. Das würde aber zu einem recht kostspieligen Sondermechanismus führen, der die Wirtschaftlichkeit der Anlage gefährden würde, abgesehen davon, daß gerade dies die nach Herrn Geiße zu vermeidende Verzwicktheit des Betriebes bringen würde.

Ein Beispiel:

Staubreite 40,0 m, Eisklappe 1,50 m,
Wasserdruck auf die Klappe in Höchstlage

$$W = \frac{1{,}5^2}{2} \cdot 40 = 44{,}5 \text{ t}^1),$$

Wasserdruck bei wagerechter Lage angenähert $1{,}5 \cdot \frac{1{,}5 + 0{,}5}{2} \cdot 40 = 60$ t,

Eigengewicht 9 t,

Momente $M = 60 \cdot 1{,}20 + 9 \cdot 1{,}0 = 72 + 9 = \underline{81 \text{ tm}}$.

Ein Antrieb, der 81 tm als rechnerisches Moment überwinden soll, ist schon eine kostspielige Sache; noch kostspieliger wird er, wenn man, wie unbedingt zu empfehlen, mit einer Reserve von 50 bis 100 % rechnen will. Die gekuppelten gemeinsamen Antriebe verfügen aber meist über eine Reserve von mehreren 100 Prozenten.

[1]) Die wirklichen Druckverhältnisse sind allerdings anders. Durch die Wirkung der Krümmung ist der Druck an der Krone kleiner und wächst erst allmählich an der Unterwasserseite auf die statische Druckhöhe an.

Alle Rechte vorbehalten.

Gefährdete Baugruben.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp,** Charlottenburg.

Es soll hier nur von Baugruben gesprochen werden, die im Grundwasser liegen und in denen dennoch ein Bauwerk auf trockener Baugrubensohle errichtet werden soll.

In den meisten Fällen war man sich bis vor kurzem bei Beginn von Bauarbeiten nur annähernd klar darüber, wie die Wasserverhältnisse bei und nach Herstellung der Baugrube sein würden. Im allgemeinen rechnete man damit, daß bei kleinen Gründungstiefen eine sogenannte offene Wasserhaltung genügen würde, um die gewünschte „trockene" Baugrube zu erhalten. Bei größeren Tiefen griff man erfolgreich zu Grundwassersenkungsanlagen aus Filterbrunnen und hatte es vor allem in letzter Zeit gelernt, die für den zu erreichenden Zweck erforderliche Anlage in ihren richtigen Abmessungen vorauszubestimmen — wenn die nötigen Unterlagen dafür vorhanden waren. Diese Voraussetzung war aber in recht vielen Fällen nicht gegeben, und die Rückschläge, die aus ungenügender Kenntnis des Bauuntergrundes später bei der Bauausführung eintraten, hätten sicher zum Teil durch sachgemäße Vorstudien vermieden werden können.

Es ist keineswegs immer ausreichend, zu wissen, bis zu welcher Tiefe das zu errichtende Bauwerk ins Grundwasser eintaucht, daß der gute Baugrund aus „Sand" besteht und daß sich in einer gewissen Entfernung der Baugrube ein Fluß oder ein Kanal befindet. Für kleine Gründungstiefen mag hieraus wohl eine alle Sicherheit gewährende Grundwasserabsenkungsanlage entworfen werden können, aber bei größeren Kunstbauten wie Schleusen, Docks usw. darf ein weiterer Umstand, nämlich die hydrologische Beschaffenheit des Untergrundes, nicht vernachlässigt werden.

Zur Ausarbeitung eines Entwurfes für einen größeren Kunstbau werden bis zur Tiefe der späteren Baugrubensohle wohl immer die Ergebnisse einiger Probebohrungen bekannt sein, auf Grund deren man die Gründungstiefe und bis zu einem gewissen Grade die Arbeitsweise für die Gründung festlegt. Nur selten werden aber wohl die Bohrergebnisse auf hydrologische Tatsachen hin ausgewertet, und doch wäre dies in allen Fällen nicht nur interessant als Bereicherung der Kenntnisse vom unterirdischen Wasser, sondern es ist außerdem in manchen Fällen unerläßlich, sich ein klares Bild vom Bauuntergrund in hydrologischer Hinsicht zu machen. Noch weitergehend möchte ich sagen, daß in gewissen Fällen besonders hydrologische Zustände eine Fortsetzung von Probebohrungen notwendig machen, um Bodenschichten und Wasserverhältnisse in größerer Tiefe unter einem geplanten Bauwerk kennenzulernen.

Ich denke jetzt im besonderen an die nordwesteuropäische Küste an der Nordsee, ein Gebiet, in dem zahlreiche bedeutende Wasserbauten errichtet sind, deren Herstellung zu allen Zeiten besonderes Interesse erweckt hat. Das Gebiet noch weiter abgrenzend, möchte ich mich im folgenden auf die holländischen und nordbelgischen Küstengebiete beschränken. Dort gibt es eine in vieler Hinsicht beachtenswerte Landstrecke, das Dünengebiet, hinter dem in Holland Haag, Haarlem, Ymuiden, Amsterdam und andere kleine Städte und in Belgien Ostende, Brügge usw. liegen.

In diesen Gegenden haben noch in den letzten drei Jahren die Untergrundverhältnisse den Vätern mancher Entwürfe, besonders aber den ausführenden Firmen, recht unangenehme Überraschungen bereitet.

Jetzt, nachdem durch zahlreiche und sorgfältige Untersuchungen in Holland seitens des Rijksbureau voor Drinkwatervoorziening und des Reichsgeologischen Instituts die Untergrundverhältnisse sowohl in geologischer wie hydrologischer Hinsicht geklärt sind, kennt man die Ursachen vieler früher festgestellten Schwierigkeiten und die Wege zu ihrer Verhütung.

Das Erkennen der Erscheinung des „artesischen Wassers" als solcher in den genannten Gebieten nämlich ist es, die die früher allgemein gültigen Anschauungen einschneidend veränderte.

Eigentlich war es die Frage der Wasserversorgung von Amsterdam, die eine schnelle Erkenntnis der hydrologischen Zustände im genannten Dünengebiet zustande brachte. Als nämlich das Dünen-Sickerwasser in seiner Menge nicht mehr ausreichte, bohrte man Brunnen, durchfuhr dabei Kleischichten und bohrte artesisches Wasser an, das zunächst nicht als solches erkannt wurde. Nachdem aber aus den vielen Bohrprofilen die geologische Gestaltung recht genau festgestellt war, konnte man folgende Erklärung für das Vorhandensein des artesischen Wassers finden:

In den Schichten gröberer diluvialer Sande, die ursprünglich im Meerwasser abgesetzt waren, findet sich jetzt das süße, artesische Wasser, und zwar abgeschieden von anders gearteten Sandschichten durch Kleischichten, von denen als feststehend angenommen wird, daß sie nicht durchlaufen, also nicht vollkommen abschließend sind, sondern nur linsenförmig, teilweise allerdings in recht beträchtlichen Abmessungen, in die Sande eingelagert sind. Abgesehen von wechselnden Veränderungen durch darübergelagerte Flußabsetzungen, die dann den Boden wieder mehr oder weniger auslaugten, und durch erneut einbrechende See muß also im Laufe der Zeit ein Stadium der Durchdringung des Bodens mit Süßwasser eingetreten sein, das ursprünglich als Niederschlagwasser in den inzwischen entstandenen alluvialen Dünen vorhanden war und von dort aus das Salzwasser langsam verdrängt hat. Die allgemeine Bodengestaltung im Dünengebiet in der Nähe der See ist die in der Skizze schematisch angegebene (Abb. 1).

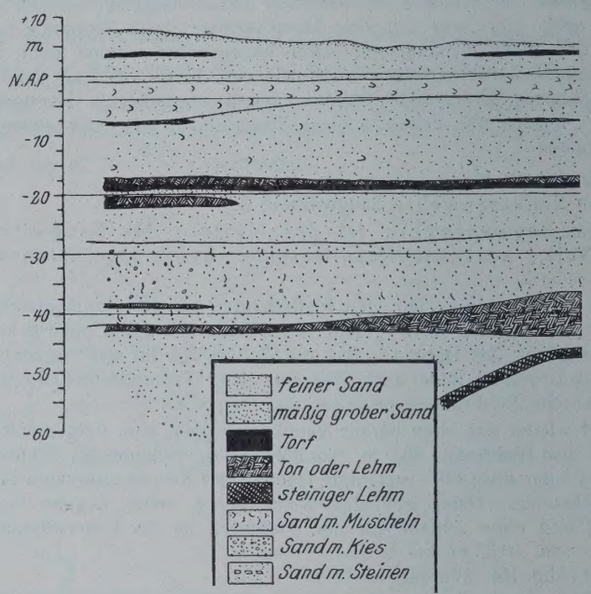


Abb. 1.

An der holländischen Küste findet man demnach zwischen — 17 m N. A. P. und — 18 m N. A. P., nach der See zu langsam bis zu — 20 m N. A. P. fallend, eine vollkommen kompakte Kleischicht mit darunterliegender etwa 20 cm starker knochenharter und ebenso trockener Torfschicht. In der Gegend von Amsterdam liegt sie noch etwas höher, etwa zwischen — 14 und — 16 m N. A. P. Dies ist die Schicht, die das darüber befindliche brackige Grundwasser mit freiem Wasserspiegel scheidet von dem darunter unter Spannung stehenden süßen Grundwasser. Bohrt man vom Gelände aus die Sandschichten unter der Kleischicht an, so stellt sich im Bohrrohr der Wasserstand des unteren Grundwasserstockwerkes auf etwa — 1,50 m N. A. P. ein, d. h., wenn die Unterkante der abschließenden Schicht auf — 18,50 m N. A. P. liegt, dann steht das Süßwasser an dieser Stelle mit einem Druck von 17 m gegen die Abschließung an. Daß dieser Überdruck sich normalerweise nicht ausspielt, liegt naturgemäß in der Auflast der Bodenschichten.

Und damit ist der Schlüssel für alle weiteren Überlegungen gegeben.

Eine an dieser Stelle ausgeschachtete Baugrube ist ohne besondere Vorkehrungen ernstlich gefährdet, sobald der stabile Gleichgewichtszustand zwischen Wasserdruck und auflastenden Bodenschichten gestört ist, wenn also die Ausschachtung so tief vorgenommen wird, daß die Auflast gleich dem Wasserdruck oder kleiner ist. Dies wurde in mehreren Fällen getan, ohne daß man sich vorher in genügendem Maße Rechenschaft über die oben ausgeführten Überlegungen gegeben hatte.

Beim Bau des Trockendocks I in Amsterdam brach während des Aushubes der Baugrube infolge der obengenannten Umstände die Klei- und Torfschicht durch. Diese Tatsache an und für sich wäre nicht so gefährlich, weit größere Folgen hat aber das Aufwärtsspülen des Sandes zusammen mit dem artesischen Wasser, wodurch naturgemäß Setzungen an anderen Stellen eintreten müssen. Die notwendige Folge ist dann eine allgemeine Bewegung der in der Durchbruchzone liegenden Bodenschichten mit darin befindlichen Spundwänden, Pfählen usw., wie es in Amsterdam der Fall war. Dort lagen jedoch die Verhältnisse vergleichsweise günstig; man ließ die Baugrube sofort bis zur Oberkante der bereits gerammten, die gesamte Baugrube umschließenden Spundwand voll Wasser laufen und erzeugte auf diese Weise einen Gegendruck zum artesischen Wasser. Über die Abhilfemaßnahmen im Falle des Docks Amsterdam habe ich bereits in der „Bautechnik" 1925, Heft 25, S. 319 u. f. berichtet.

Durch diese Erscheinung und ihre erfolgreiche Bekämpfung mit Hilfe einer bis ins artesische Grundwasser reichenden Filterbrunnen-Grundwassersenkungsanlage gewarnt, nachdem er bereits dieses Problem für den Bau der Schleuse in Ymuiden gut studiert hatte, ließ der Rijkswaterstaat in

Abb. 2. Die umschließende Spundwand ist weit aus ihrer ursprünglichen Stellung gerückt.

Abb. 3. Eine sandfördernde Quelle artesischen Wassers.

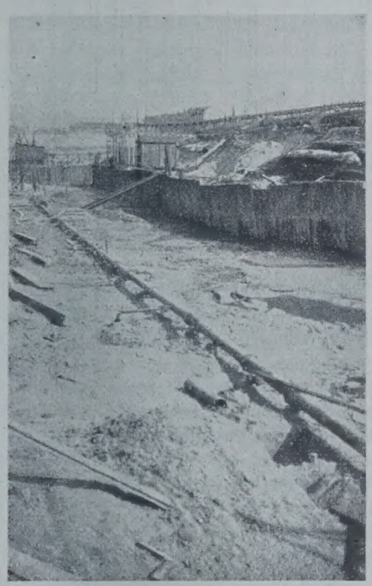


Abb. 4. Trockengelegte Baugrube.

einer im Schutze einer offenen Wasserhaltung bis auf — 10,50 m N. A. P. ausgeschachteten kleinen Probegrube eine Versuchsanlage aus Filterbrunnen einbauen und studierte die hydrologischen Zustände in den Bodenschichten, in denen dann später die Schleuse mit der Unterkante teilweise bis zu — 19,50 m N.A.P., also bis ins artesische Grundwasser hinein gebaut werden sollte.

Auch in dieser Probegrube hatte bereits ein Durchbruch des artesischen Wassers stattgefunden, er mußte ja auch eintreten, denn dem Wasserdruck von 17 m = 17 t/m² gegen die abschließende Schicht auf — 18,50 m N. A. P. stand nur eine Bodenauflast von 8 m = 14,4 t/m² entgegen. Nicht ganz einfach war das Einbringen des ersten Filterbrunnens, da man nach Durchfahren der abschließenden Kleischicht mit einem dauernden Wasserausfluß des artesischen Wassers von etwa 20 l/Sek. = 72 m³/Std. zu kämpfen hatte.

Während man in Holland in den interessierten Kreisen die Erscheinungsformen des unter Druck stehenden Wassers richtig gedeutet und Vorsichtsmaßregeln getroffen hatte, stand man bei einigen Bauten in Belgien bei Durchbrüchen von artesischem Wasser vor einer Schwierigkeit, für die man noch im Jahre 1923 keine Rettung wußte.

Ich denke hierbei an den Bau einer Schleuse in Ostende, wo man eine Umschließung der Baugrube mit etwa 20 cm dicken hölzernen Spundbohlen vollendet hatte und dann im Schutze einer offenen Wasserhaltung den Boden innerhalb der Umschließung bis zur erforderlichen Tiefe ausschachten wollte (Abb. 2). Das gelang jedoch nicht, sondern bei einer

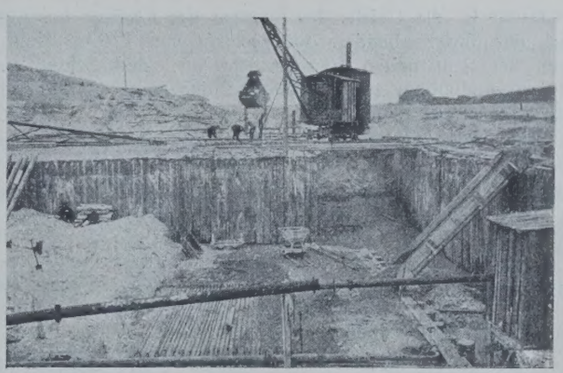


Abb. 5. Trockengelegte Baugrube.

gewissen Tiefe zeigten sich plötzlich „sources", die sofort beträchtliche Mengen Sand mitbrachten (Abb. 3). Durch weiteres Abpumpen des Wassers mit der offenen Wasserhaltung war der gesamte Untergrund durch das Ausspülen des Sandes so gelockert, daß die Spundwände beträchtlich aus ihrer Stellung rückten. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden.[1])

Im nachstehenden seien einige weitere Mitteilungen über den Fortschritt dieses großen und bemerkenswerten Ingenieurbauwerkes, insbesondere über Entwurf und Ausführung des Binnenhauptes gemacht, und zwar unter Benutzung der ausführlichen Beschreibung von I. A. Ringers in „De Ingenieur" 1925, Heft 42.

Als erstes der beiden Schleusenhäupter sollte das Binnenhaupt ausgeführt werden, das eine geringere Gründungstiefe erfordert, bei dem man also weniger mit den unangenehmen Erfahrungen zu rechnen hat, die bei Bauten solchen Umfangs und in so großer Tiefe stets möglich sind. Auch paßte sich dieses Bauprogramm besser der vorgesehenen Bausummenverteilung an.

Der Entwurf sah, wie bereits früher bemerkt,[1]) die Ausführung in trockener Baugrube und zu diesem Zweck ausgedehnte eiserne Spundwände vor. Die Arbeiten wurden gegen eine Angebotsumme von 2 976 000 holl. Gulden vergeben, nachdem die betreffende Unternehmung nach dem Wortlaute der Ausschreibung auch ein Sonderangebot für Druckluftgründung in Höhe von 3 275 000 Gulden eingereicht hatte.

Die Gründungstiefe ist etwa 18 m unter Nullpunkt des Amsterdamer Pegels vorgesehen (Abb. 1). Nachdem die Baugrube bereits vorher auf

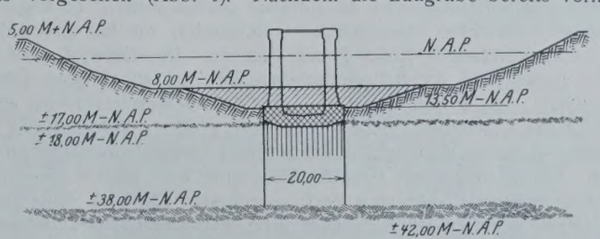


Abb. 1. Gesamtquerschnitt.

— 8,0 N.A.P. gebracht war, wurde durch die Baubehörde der Grundwasserspiegel unter der 18 m tiefen Kleilage auf eine Druckhöhe von weniger als 9 m abgesenkt, so daß die Baugrube auf — 13,50 N.A.P. vertieft werden

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 6, S. 57 u. f. Die Kammermauern der Schleuse sind inzwischen vollendet worden, die südliche am 5. Dezember 1924, die nördliche am 27. März 1925.

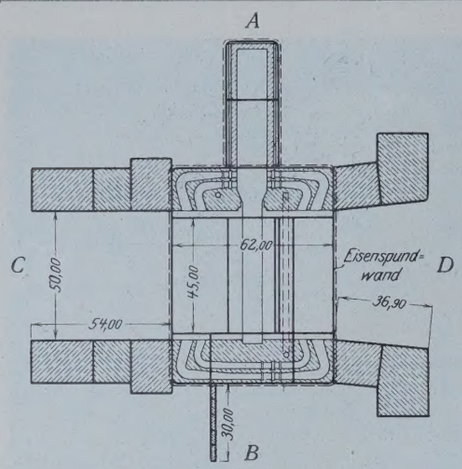


Abb. 2. Grundriß des Schleusenhauptes.

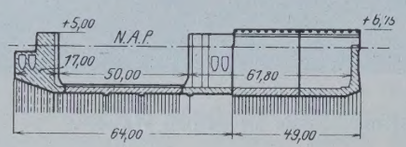


Abb. 3a. Schleusenhaupt, Schnitt *A—B*.

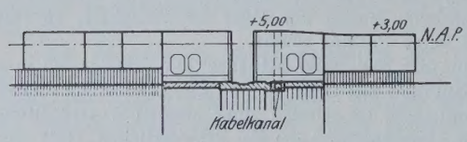


Abb. 3b. Schleusenhaupt, Schnitt *C—D*.

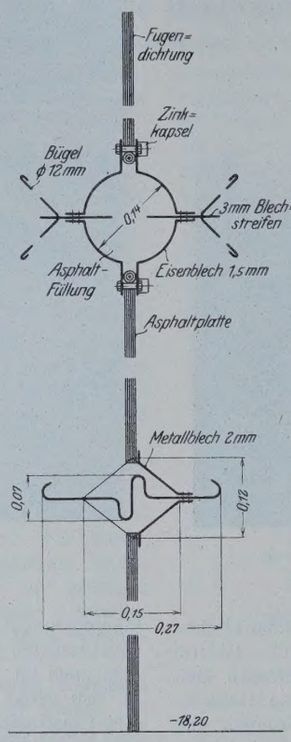


Abb. 4.
Einzelheiten der Dichtung.

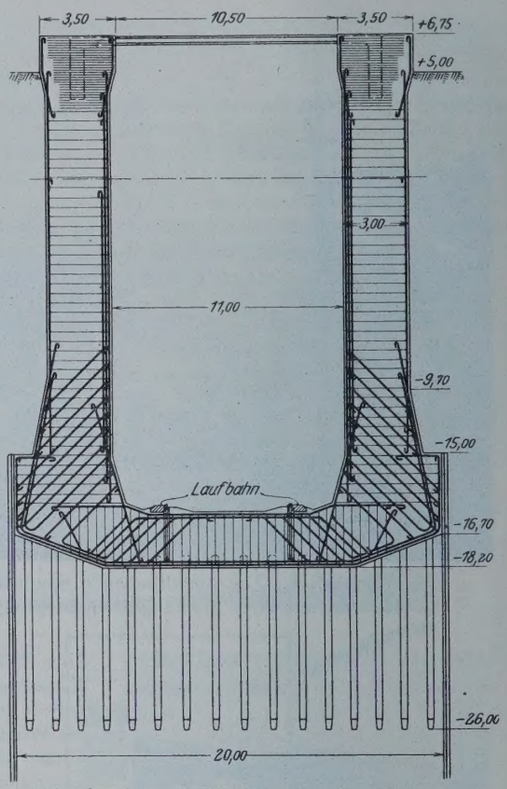


Abb. 5. Querschnitt durch die Bewehrung der Torkammer.

konnte. Damit ist die Gefahr des Berstens der Kleilage beseitigt, denn der Druck der übrigbleibenden Bodenschicht von 4,50 m Höhe gleicht denjenigen der 9 m hohen Wasserschicht aus. Zum Schluß waren die langen Eisenspundbohlen zu rammen und der letzte Abschnitt der Aushubarbeiten in Angriff zu nehmen.

Das Schleusenhaupt bedeckt die recht beträchtliche Grundfläche von 62 × 133 m, belastet jedoch deren einzelne Teile infolge seiner Gestalt sehr ungleich. Dieser Umstand, die große Gründungstiefe von 18 m und der sehr weiche, aus feinem Triebsand bestehende Boden führten zu dem Entschluß, diesen Bauteil in eine Anzahl einzelner Blocks aufzuteilen und (Abb. 1, 3 u. 5) auf Betonpfähle zu gründen. Hierdurch sollte das Setzen des Bauwerkes einerseits überhaupt möglichst eingeschränkt, anderseits sollten Ungleichheiten dabei vermieden werden. Das letztere ist aus zwei Gründen besonders erwünscht, und zwar:

1. wegen der Laufschienen, auf denen die Tore sich bewegen,
2. wegen des Kabelkanals, der durch den Schleusenboden verlegt werden soll (Abb. 3b).

Die Wahl der Pfahlgründung bot ferner die Möglichkeit, unabhängig von etwa vorhandenen Klei- oder Moorschichten die Unterkante des Mauerwerks an der Rückseite höher zu legen als an der Vorderseite. Obschon vor dem Einbringen der Pfähle Proberammungen gemacht waren, ist auf alle Fälle doch die Fugendichtung für das Betonmauerwerk so berechnet, daß sie noch bei Setzungsunterschieden von 5 cm unversehrt bleibt. Es werden an sie mithin, besonders in der Torkammer, recht hohe Anforderungen gestellt, da die Kammer ja zwecks Untersuchung und Ausbesserung der Tore gegebenenfalls als Trockendock dienen soll; die Einzelheiten dieser Dichtung sind in Abb. 4 wiedergegeben.

Das Mauerwerk, das den auf die Tore wirkenden Wasserdruck auf die Gründung überträgt, wird von dem großen, im Bogen verlaufenden und im Querschnitt ungleichen Ablaufkanal durchschnitten; es folgen also sehr stark wechselnde Mauerstärken aufeinander, die bei unbewehrtem Beton zu Rissebildungen Anlaß geben könnten. Der Entwurf sieht denn auch die Bewehrung durch Eiseneinlagen vor, um die großen Torbeanspruchungen — je Torriegel 504 t — auf das Gesamtmauerwerk zu verteilen, da die einzelnen Mauerblöcke mit großen, konsolartigen Verzahnungen versehen sind, in denen erhebliche Biegungsmomente auftreten können. Es ist für diesen Bauteil daher eine weit größere Anzahl von Rundeisen verwendet, als man nach dem ersten Eindruck seiner gewaltigen Massen erwarten sollte. Außer längs des Abflußkanals und an den Tornischen sind die Eiseneinlagen (Abb. 5) nach Art beiderseitig bewehrter Rahmen verlegt, zwischen denen Felder von etwa 2,50 × 2,50 m im Grundriß bleiben; es hat sich diese Zusammenfassung der Bewehrung für die Ausführung als zweckdienlich erwiesen. Ebenso wie bei den Kammermauern wird auch bei den Schleusenhäuptern der Beton unverkleidet gelassen: Nur die Anschlagteile, Drempel, Laufbahnen und Randsteine sollen in Granit ausgeführt werden.

Während für den Anfang die Eisenspundwand alle Zwischenfälle verhindern soll, muß auf die Dauer damit gerechnet werden, daß sie schließlich wegrostet. Deshalb ist unterhalb des Schleusenbodens ein System von Beton- und Holzspundwänden vorgesehen, die nach dem Verschwinden der eisernen wirken sollen. Die Torkammer, die aus früher genannten Gründen — das Wasser soll durch die Tore abgeleitet werden — keinen Ablaufkanal besitzt, konnte eine sehr einfache Ausbildung erhalten. Als Trockendock dürfte sie nur selten in Betracht kommen, da alsdann notwendigerweise der gesamte Schleusenbetrieb ruhen müßte; ihre Abmessungen können kleiner sein als die der beiden Torkammern des Außenhauptes, die auch ohne Störung des Schleusenbetriebes für den genannten Zweck benutzbar sind, die der Torkammern haben nach Abb. 1 u. 5 die Gestalt eines U-förmigen Troges, dessen Seitenwände oben noch durch Walzträger verbunden sind. Die Ausführung geschieht in Eisenbeton, wodurch die Abmessungen erheblich leichter als bei den Binnenhauptmauern gehalten werden können.

Was die Ausführung des im vorstehenden behandelten Entwurfs anbelangt, so ist über die Erdarbeiten nichts weiter zu sagen. Diese gingen planmäßig und ohne Zwischenfälle vonstatten, nachdem von Kote — 8,0 N.A.P. an die verwaltungsseitig gestellte Grundwasserabsenkung eingesetzt hatte. Zu diesem Zwecke waren drei Saugbrunnen mit 0,20 m Filter- und 0,50 m Rohrdurchmesser auf 25 bis 35 m Tiefe getrieben worden, die von einer neuerrichteten, auf — 12,0 N.A.P. gelegenen Pumpstation mit Hilfe von vier Hoch- und Niederdruckpumpen von 75, 15, 50 und 125 l/Sek. betrieben wurden. Die auf 146 l/Sek. veranschlagte abzuführende Wassermenge scheint nicht erreicht zu werden, für die Zwecke des Baues hat vielmehr bereits die erste Pumpe genügt, und selbst die von der Anlage für die Versorgung von Wijk aan Zee zu liefernde Menge von 75 l/Sek. kann zu gewissen Stunden nicht aufgebracht werden.

Die tägliche Untersuchung des Grundwasserstandes in den verschiedenen Bodenschichten und die wöchentliche Prüfung des Chlorgehalts in einer Anzahl Brunnen der Übergangszone von Süß- und Salzwasser werden im Benehmen mit dem Reichsbureau für Trinkwasserversorgung regelmäßig vorgenommen. Sie dienen als Anhaltspunkte für den Einfluß des Schleusenbaues auf die Wasserversorgung der Nachbargegend und auf die Lage der vorgenannten Übergangszone, demgemäß auch für die Möglichkeit einer Bauausführung in trockener Baugrube.

Bei der Einrichtung der Baustelle war vor allem deren starke räumliche Beschränkung maßgebend. Sobald die Witterung erlaubte, mußte mit der Herstellung der Ramm- und Spundpfähle begonnen werden. Da die die Kammermauern ausführende Firma den Platz des Außenhauptes noch besetzt hielt und dieser auch im Hinblick auf die bevorstehende

Ausführung dieses Bauteils nicht verfügbar war, hatte der Losinhaber für das Binnenhaupt einen neuen Bauplatz einzurichten. Dieser liegt östlich auf — 3,0 N.A.P.; nach dem bereits fertiggestellten Teil des Binnenzuleitungskanals führt eine Ladebrücke. Um Raum zu sparen, mußte man die Pfähle zwei- und dreifach stapeln, was mit Hilfe eines elektrischen Brückenkranes geschah.

Die Larssenbohlen — etwa 1600 t — für die ausgedehnte eiserne Spundwand wurden ebenfalls an die vorerwähnte Ladebrücke angeliefert, und zwar noch nicht, wie sonst üblich,[2]) zu zweien vereinigt; sie gelangten mittels einer ausgezeichnet arbeitenden Kabelbahn, die etwa 150 t je Tag förderte, zum Lager. Da die Spundwand nach Ausschachtung der Baugrube stark auf Biegung beansprucht wird, ist das Trägheitsmoment eines Bohlenpaares von Bedeutung; dieses beträgt offenbar zunächst nur das Doppelte einer einzelnen Bohle; zu seiner Vergrößerung werden aber mit Hilfe einer besonderen Maschine die ineinandergeschobenen Schlösser zusammengedrückt, wodurch die Einzelbohlen fest zu einem Ganzen vereinigt werden sollen.

Die ungewöhnliche Länge der Bohlen von 26 m machte die Verwendung der üblichen Rammen von 18 m Höhe unmöglich. Ihre vom Unternehmer vorgenommene Erhöhung um 8 m ließ sie nicht mehr standsicher genug erscheinen, da völlig senkrecht gerammt werden mußte.

Da vor allem das Durchschlagen der Kleilage zu vermeiden war, wurde bestimmt, daß zwei Maschinen in Betrieb genommen und mit der ersten die Bohlen bis auf 2 m über volle Tiefe gerammt, mit der zweiten dann später — ohne Unterstützung durch Spülung — nachgetrieben werden sollten. Das Nachtreiben geschah mit einem Bären von 4200 kg und erforderte meist etwa 1500 bis 2000 Schläge. Da die langen Bohlen bald Neigung zeigten, vornüber zu hängen, wurden etwa 20 Bohlenpaare durch eine gelaschte eiserne Zange zusammengehalten. Die Rammarbeiten begannen am 2. Juni 1925 und waren Ende September vollendet.

[2]) Vergl. u. a. „Beton-Kalender" 1926, Teil II, Kapitel Grundbau, S. 32, unten.

Bei dem weiteren Ausschachten der Baugrube, wie bisher mittels Exkavators, wurde sie nach Abb. 6 durch eine Querwand in zwei Teile geteilt, in deren kleinerem bereits die Betonpfähle gerammt werden konnten, als der andere Teil noch nicht ausgeschachtet war.

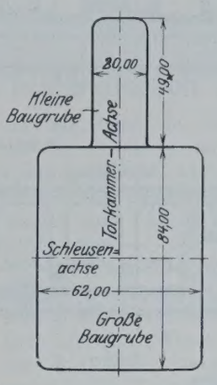


Abb. 6. Grundriß der Baugruben für das Schleusenhaupt.

Der fertiggestellte erste Teil schien zunächst die gehegten Befürchtungen nicht zu rechtfertigen; es traten keinerlei Bodenquellungen auf, und Messungen ergaben, daß der Grundwasserstand in den Schichten unter — 40,0 N.A.P. durch die tiefe Ausschachtung nicht beeinflußt worden ist. Dagegen schien die Spundwand mehr, als ursprünglich erwartet, zu Setzungen zu neigen; es wurde deshalb eine leichte Verankerung vorgesehen und an der Rückseite eine Anzahl kleinerer Brunnen angeordnet, durch die der Wasserdruck hinter der Wand vermindert und die Möglichkeit weiterer Setzungen verringert wird.

Für das Rammen der Betonpfähle in der kleinen Baugrube war ein Gerüst erforderlich, durch das vermieden werden konnte, die schweren Rammen in die 5 m tiefe Baugrube herunterzulassen, was bei deren geringen Abmessungen — 50 × 20 m — beschwerlich gewesen wäre.

Die Pfähle wurden vorher eingespült bis auf die letzten 1,25 bis 2 m. Erst wenn eine größere Anzahl eingespült war und die Spülöffnungen wieder geschlossen waren, fand das Nachrammen statt. Es wird auf diese Weise nach Möglichkeit Vorteil gezogen aus der Bodenverdichtung, die durch das Eindringen der zahlreichen starken Pfähle entsteht. Auf je 30 Schläge betrug die Eindringungstiefe etwa 5 bis 6 cm bei 1 m Fallhöhe und 4200 kg Bärgewicht. Der Beton für diese Pfähle war mit besonderer Sorgfalt und unter reichlicher Beimischung ausgesuchten Zements hergestellt worden.

Kittel.

Vermischtes.

Die Erweiterung des Hafens von Antwerpen und die Kruisschansschleuse. Der stetig zunehmende Verkehr des Hafens von Antwerpen zwang auch nach den letzten Ausbauten von 1884 und 1900 die belgische Regierung, an weitere Möglichkeiten für die Erweiterung der bestehenden Hafen- und Kaianlagen zu denken. Diese erscheinen in der Hauptsache auf dem rechten unteren Teil des in Abb. 1 dargestellten Lageplanes und sind:

1. Bonapartehafen . . .	6,63 m Tiefe,	2,55 ha Fläche,	650 m Kailänge
2. Wilhelmshafen . . .	6,63 „ „	5,70 „ „	1 010 „ „
3. Kattendykhafen . .	7,18 „ „	14,54 „ „	2 370 „ „
4. Holzhafen	8,38 „ „	7,29 „ „	2 370 „ „
5. Campinehafen . . .	8,38 „ „	5,52 „ „	860 „ „
6. Asienhafen	8,38 „ „	6,95 „ „	1 555 „ „
7. Lefebvrehafen . . .	9,10 „ „	10,57 „ „	1 940 „ „
8. Amerikahafen . . .	9,10 „ „	6,75 „ „	1 545 „ „
9. Binnenhafen Nr. 1 . .	10,30 „ „	9,45 „ „	1 100 „ „
10. „ „ 2 . .	10,30 „ „	14,80 „ „	1 680 „ „
11. „ „ 3 . .	11,25 „ „	19,20 „ „	2 120 „ „
12. Alter Kanalhafen . .	10,10 „ „	bis	
	11,25 „ „	41,38 „ „	2 860 „ „
13. Getreidehafen . . .	3,15 „ „	7,50 „ „	— „ „

Zusammen mithin 152,20 ha Fläche, 20 060 m Kailänge

Dazu kommen durch die bereits erwähnten letzten Ausbauten an der Schelde selbst 3500 lfd. m Kai mit etwa 8 m Ankertiefe aus dem Jahre 1884 und 2000 lfd. m Kai mit 7 bis 8 m Ankertiefe aus dem Jahre 1900, so daß Antwerpen bis zu diesem Jahre über Kais von einer Gesamtausdehnung von 25 560 lfd. m verfügte.

Die von der Regierung eingesetzte Kommission schaffte überaus umfassende Erweiterungsmöglichkeiten durch den sogenannten großen Durchstich, indem sie (vergl. Lageplan) einen neuen künstlichen Scheldearm vorsah, der zwischen Austruweel und Kruisschans verläuft und den großen Bogen des natürlichen Stromlaufes abschneidet. Die Arbeiten wurden 1909 begonnen, bis 1913 weiter fortgesetzt und 1919 von neuem in Angriff genommen; sie werden nach ihrem Abschluß die bisherigen Hafenanlagen um 145 bis 300 ha Fläche und 19 bis 20 km Kai vergrößern, wobei die ebenfalls im Lageplan angedeuteten, erst für später vorgesehenen, vom neuen Kanalhafen abzweigenden Becken nicht mitgerechnet sind.

In „Génie Civil" vom 6. Februar 1926 bringt L. Bonnet einen ausführlichen Bericht, aus dem im folgenden nur einige Mitteilungen über den Bau der Kruisschansschleuse wiedergegeben seien:

Da das Regierungsprogramm von 1912 Hand in Hand mit dem Ausbau des Hafens auch die Regulierung der Schelde für die Erfordernisse des neuzeitlichen Überseeverkehrs in Angriff nehmen wollte, sah der Entwurf eine Seeschleuse größten Stils vor: Grundriß, Längenschnitt und die

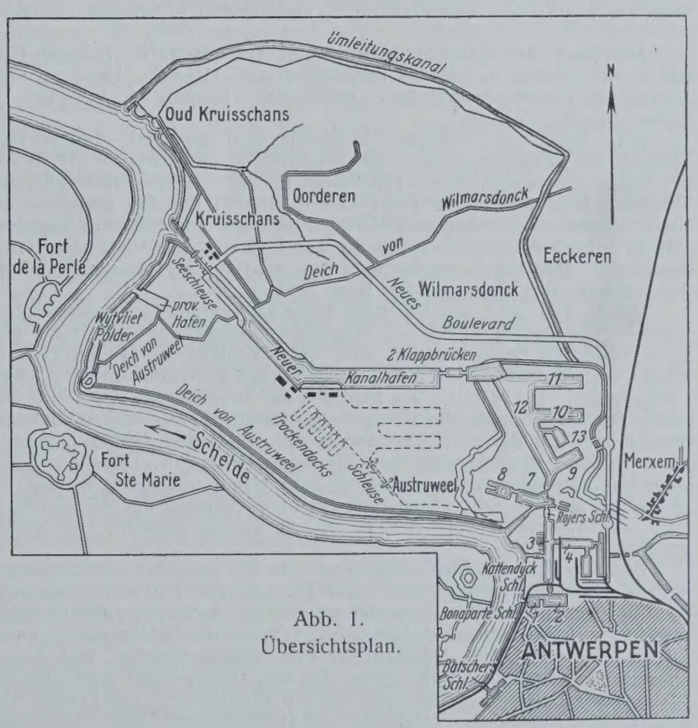


Abb. 1. Übersichtsplan.

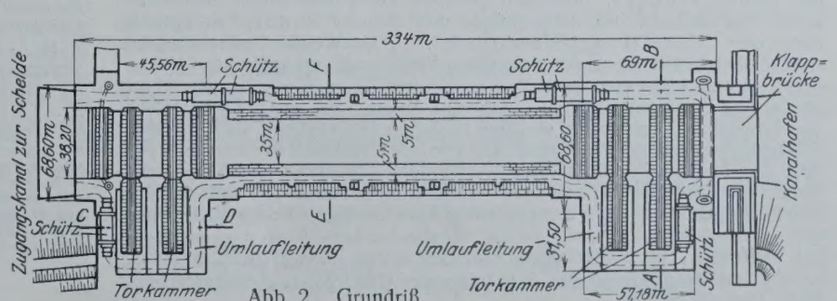


Abb. 2. Grundriß.

Querschnitte durch Schleusenkammer, Schleusenhäupter und Torkammern sind in Abb. 2 bis 4 wiedergegeben, auf die bezüglich der Abmessungen hiermit verwiesen sei.

Der Wasserstand der Schelde wechselt von Ordinate — 1,0 bei NNW bis + 7,11 bei der höchsten bisher beobachteten Fluthöhe; der Wasserspiegel im Kanalhafen liegt auf Ordinate + 4,0. Die beiden Schleusenhäupter besitzen je zwei Schiebetore und sind unabhängig von der Schleusenkammer ausgebildet. Der Kammerboden besteht aus einer 2 m starken Betonplatte und enthält senkrechte Drains von 20 cm Durchm., die mit Kies gefüllt sind, das Aufsteigen des Grundwassers ermöglichen und jede Auftriebwirkung verhindern; demzufolge kann die Schleusenkammer nie völlig geleert werden. Die Schiebetore sitzen beim Durchgang eines Schiffes in seitlich angeordneten Tornischen (Abb. 2 bis 4). Die Kammern können bei erforderlich werdender Torausbesserung durch die Einführung eiserner Schotten in zu diesem Zweck ausgesparte Nischen jederzeit zum Trockendock umgewandelt werden; ebenso kann — ähnlich wie bei der Ijmuidener Schleuse[1]) — jedes der beiden Schleusenhäupter zum Trockendock umgeschaffen werden für den Fall, daß eins der Tore eine schwerere Havarie erleidet. Eins der Tore des unversehrten Hauptes wird alsdann in die vorgesehene Reservenische eingefahren und das beschädigte Tor zwischen dem heil gebliebenen Nachbartor, dem Ersatztor und den seitlichen Schleusenhauptmauern abgeschlossen.

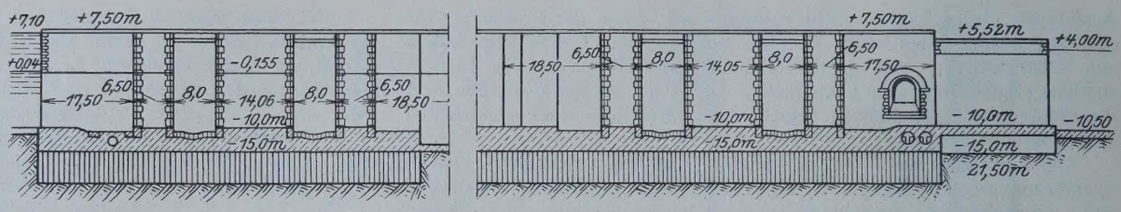


Abb. 3. Längenschnitt.

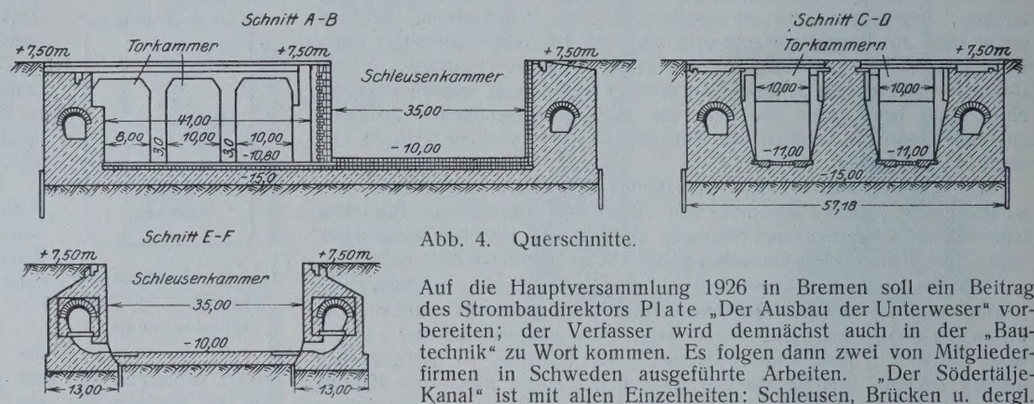


Abb. 4. Querschnitte.

Bei diesem völligen Abschluß eines so großen Schleusenteiles wird der Schleusenboden unter den Häuptern allerdings auf Auftrieb beansprucht; er wird denn auch sehr erheblich stärker ausgebildet als der Kammerboden und erhält eine Stärke von 5 m und eine dichte Bewehrung von 40-mm- und 50-mm-R.-E. nach beiden Richtungen. Ki.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 7. Band 1924. 222 S. mit 3 farbigen Tafeln, 4 Textblättern und 110 Abb. Hamburg 1925. Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg, E. V. Preis: in Leinwand geb. 25 R.-M.

Im I. Teile des vorliegenden Jahrbuches[2]) sind das Mitgliederverzeichnis, die Abrechnung über das abgelaufene Geschäftsjahr (1923) und die Satzung wiedergegeben. Ein kurzer Bericht des Vorstandes gibt eine Übersicht über die Arbeiten der Gesellschaft in der Zeit zwischen den beiden Hauptversammlungen 1923 in Regensburg und 1924 in Königsberg. Hieran schließen sich Nachrufe für neun verstorbene Mitglieder, ferner der Bericht über die Königsberger Jubiläums-Hauptversammlnng und die Niederschrift über deren geschäftliche Sitzung.

Der II. Teil gibt die Vorträge der Königsberger Hauptversammlung wieder. Die Ausführungen des Handelskammerpräsidenten Litten über „Königsberg als Seehafenplatz" sind von Syndikus Dr. Wehrheim ergänzt durch Betrachtungen über „Verkehrswege und Hinterland des Hafens Königsberg". Der Vortrag des Stadtbaurats Dr.-Ing. ehr. Kutschke behandelt „Die Neubauten des Königsberger Hafens"; zahlreiche Abbildungen dienen zum gründlicheren Verständnis der fesselnden Ausführungen. In klarer Weise verbreitet sich dann Syndikus Heinson, Düsseldorf, über „Die Verkehrsbeziehungen zwischen dem Osten und dem Westen des Deutschen Reiches unter besonderer Berücksichtigung der Wasserwege"; auch die Aussprache, die sich an diesen Vortrag anschloß, ist wiedergegeben.

Besonders umfangreich ist diesmal der III. Teil, der die „Beiträge" enthält. Zunächst kommt Stadtbaurat Dr.-Ing. ehr. Kutschke nochmals zu Wort, und zwar über „Bau und maschinelle Ausrüstung der Getreidespeicher im Industriehafen zu Königsberg", wozu die beiden ausführenden Firmen Gebrüder Seck, Dresden, für den Gruppenspeicher, und Amme, Giesecke & Konegen, Braunschweig, für den Turmspeicher wertvolle Beiträge geliefert haben. Dann folgt der mit Abbildungen und Plänen reich ausgestattete Aufsatz des Vorstandes des Hafenbauamts Pillau, Regierungs- und Baurats Prengel, über den „Ausbau des Königsberger Seekanals", sowie ein Aufsatz des Regierungs- und Baurats Pundt, Königsberg, über die „Memel-Pregel-Wasserstraße". „Die Weichsel als Schiffahrtstraße" behandelt der letzte deutsche Weichselstrombaudirektor Niese, dessen Arbeit klar erkennen läßt, was die preußische Wasserbauverwaltung an der Weichsel geleistet hat. Obwohl Memel als ausländischer Hafen von Königsberg, dem heute einzigen Seehafen Ostpreußens, als Konkurrent betrachtet werden kann, ist doch den Freunden zu Dank der wertvolle Aufsatz des Memeler Stadtbaurates Weber „Der Memeler Hafen" mit vortrefflichen Abbildungen aus seiner Entwicklung sowie mit drei farbigen Tafeln ausgestattet, sogar die geplanten Erweiterungen sind berücksichtigt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 6 und 1926, Heft 21, S. 309.

[2]) Eine Besprechung des 5. u. 6. Bandes (1922/23) s. „Die Bautechnik" 1925, Heft 13, S. 178.

Auf die Hauptversammlung 1926 in Bremen soll ein Beitrag des Strombaudirektors Plate „Der Ausbau der Unterweser" vorbereiten; der Verfasser wird demnächst auch in der „Bautechnik" zu Wort kommen. Es folgen dann zwei von Mitgliederfirmen in Schweden ausgeführte Arbeiten. „Der Södertälje-Kanal" ist mit allen Einzelheiten: Schleusen, Brücken u. dergl. beschrieben durch den 1. Bureauingenieur der Königl. Wasserfalldirektion, Stockholm, Kapitän L. Lawski und Oberingenieur Burmeister der Siemens-Bauunion; den „Ausbau des Hafens von Helsingborg", dessen Molen und Kaimauerbauten durch die Firma Christiani & Nielsen, Kopenhagen-Hamburg, ausgeführt worden sind, hat Direktor Dipl.-Ing. Blunk, Hamburg, behandelt. Zum Schluß berichtet im Verfolg einer Arbeit von Geheimrat Scheck im Jahrbuch 1920 Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Stecher über „Die Verwendung der Spundwandeisen Form Larssen im Hafenbau", wobei die Vorzüge dieser Bauweise vortrefflich beleuchtet werden.

Der sehr reiche, gediegene Inhalt des neuen Jahrbuches, dessen Ausstattung nur zu loben ist, ist eines eingehenden Studiums für jeden Fachgenossen wohl wert; wir können daher die Anschaffung des Buches warm empfehlen. Ls.

Ausbau der Bremer Hafenanlagen. In diesen Tagen wurde auf der Buffkaje im Freihafen I der neu erbaute Schuppen 9a in Betrieb genommen. Er hat eine Länge von 300 m und eine Tiefe von 42 m und ist mit allen neuzeitlichen Einrichtungen versehen, Gleisen auf der Wasser- und auf der Landseite und insbesondere mit der in den übrigen Bremer Schuppen enthaltenen Sprinkleranlage, einer selbsttätig wirkenden Feuerlöschvorrichtung, durch die alle Teile des Schuppens bestrichen werden und die erheblich zur Brandsicherheit der Bremer Anlagen und der in Bremen umgeschlagenen Güter beigetragen hat. Auf der Wasserseite des neuen Schuppens stehen neun Halbportalkrane, so daß auf je 100 m drei Krane kommen. Der Schuppen dient vorwiegend den Leichtern des Norddeutschen Lloyd und anderer Reedereien, sowie dem Verkehr der Derutra (Deutsch-Russische Lager- und Transportgesellschaft) nach Leningrad.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: der Eisenbahnoberinspektor Schwirten, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Breslau, zum Reichsbahnamtmann.

Versetzt: der Reichsbahnoberrat Röbe, Vorstand des E. B. A. 1 Nordhausen, als Referent (auftragsw.) zur Hauptverwaltung in Berlin, die Reichsbahnräte Dr. jur. Fehtkötter, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand zum E. V. A. Stargard (Pom.), Dr. jur. Kuhberg, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Pax, Vorstand des E. V. A. Stargard (Pom.), zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Homann, Vorstand des E. B. A. Arnstadt, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), Kado, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Funke, Vorstand des E. B. A. 2 Düsseldorf, als Vorstand zum E. B. A. 2 Köln-Deutz, Rothmann, Vorstand des E. B. A. Gerolstein, als Vorstand zum E. B. A. Bad Oldesloe, Brinkmann, Vorstand des E. B. A. Bad Oldesloe, als Vorstand zum E. B. A. Gerolstein, Semmler, Vorstand des E. B. A. 2 Dortmund, als Vorstand zum E. B. A. 1 Hannover, Frankenberg, bisher beim E. Z. A. in Berlin, als Vorstand zum E. B. A. 5 Berlin, Schulte, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Vorstand zum E. B. A. Arnstadt.

INHALT: Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens. — Die Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens. — Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur. — Zur Frage der Eisabführung an Wehren und über verwandte Fragen im Eisenwehrbau. — Gefährdete Baugruben. — Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden. — Vermischtes: Erweiterung des Hafens von Antwerpen und die Kruisschansschleuse. — Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. — Ausbau der Bremer Hafenanlagen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 21. Mai 1926 | Heft 22

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung der holländischen Maas.[1]

Da der Grunderwerb sehr viel Zeit erfordert hat, so konnte man erst im September 1918 mit den ersten Arbeiten für Wehre und Schleuse in Linne (vergl. Abb. 1 u. 2 in Heft 2) anfangen.

Im allgemeinen erscheint es zweckmäßig, bei einer Flußkanalisierung mit dem untersten Werke anzufangen, damit der Fluß immer weiter für die Schiffahrt zugänglich gemacht wird. Daß man bei der Maas zuerst das oberste Werk ausgeführt hat, kommt daher, daß dieser Fluß, je höher man kommt, während eines immer kleineren Teils des Jahres von Schiffen eines bestimmten Tiefganges benutzt werden kann. Hat man also einen Teil des oberen Flusses kanalisiert, dann kann man den ganzen Fluß während eines längeren Teils des Jahres mit den Schiffen befahren.

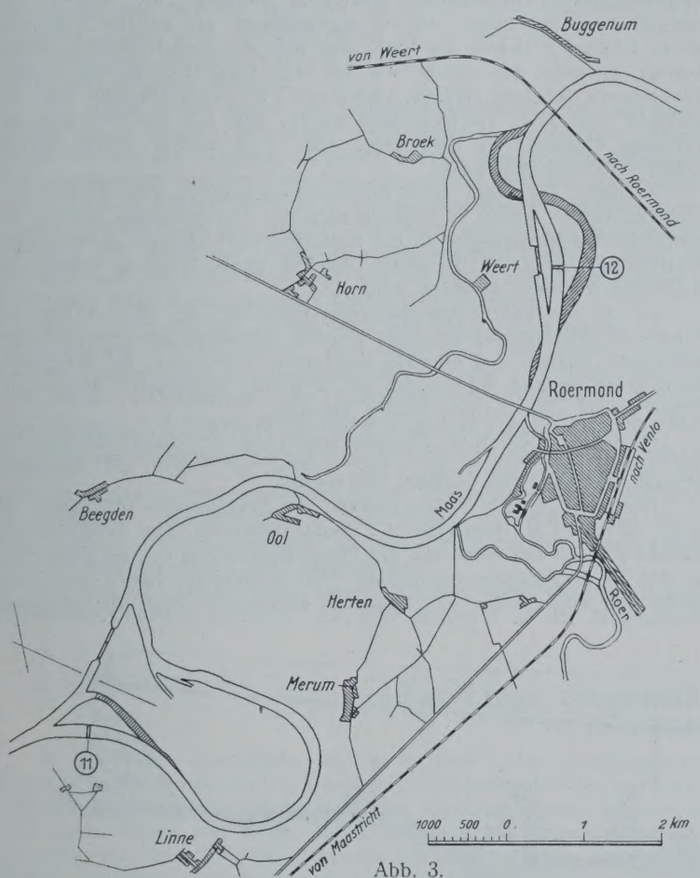


Abb. 3.

Die Lage von Schleuse und Wehr in Linne und in Roermond ist aus Abb. 3 ersichtlich. Alle Schleusen und Wehre (auch die in der Ausführung befindlichen oder noch zu bauenden bei Belfeld, Boxmeer und Grave) sind in der Hauptsache gleich. In diesem Aufsatz soll deshalb nur der Bau der Werke in Linne erörtert werden.

Die Schleuse bei Linne ist in einer langen Schleife des Flusses erbaut; ihre Lage ist also sehr günstig, da auch der Stau des Roermonder Wehres 12 nur bis zu dieser Schleuse zu reichen braucht, statt bis zu dem 5 km weiter oberhalb gelegenen Wehre 11.

Der Boden, auf dem die Schleuse erbaut ist, ist sehr durchlässig; er besteht aus einem Gemisch von Kies und Sand, bedeckt mit 2 bis 3 m Ton, der aber auch nicht sehr dicht ist. Daß der Boden sehr wasserdurchlässig ist, geht aus Beobachtungen bei Brunnen hervor, in denen das Grundwasser den Wasserständen der Maas mit einer Verzögerung von nur zwei Tagen folgte. Trotzdem wurde die Schleuse, wie weiter erörtert werden wird, ganz im Trockenen gebaut.

Der Grundriß der Schleuse hat nichts Bemerkenswertes; er ist nach deutschem Muster mit einer 260 m langen, 16 m breiten Kammer ausgestattet, die durch ein ebenso breites Zwischenhaupt in zwei Teilen getrennt ist; die Breite der Endhäupter ist 14 m. Außerhalb der Tore sind die Mauern in einer Länge von 25 bis 30 m ungefähr in der Richtung der Kammermauer angelegt, damit den anfahrenden Schiffen eine gute Führung geboten wird, das beim Leeren und Füllen der Kammer aus den und in die Umläufe kommende Wasser über einige Öffnungen verteilt werden kann und die Bodenbewehrung an den Einfahrten besser geschützt wird.

Die Krone der Schleusenmauer ist so hoch, daß diese nie überschwemmt wird. Eigentlich könnte man die Schleuse im Winter ungebraucht lassen; man erwartet aber, daß wegen des erheblich kürzeren Weges die Schiffe auch bei hohem Wasser die Schleuse gebrauchen werden. Bei den anderen Schleusen besteht dieser Grund nicht; die Krone der Mauer ist dementsprechend dort niedriger gehalten; diese Schleusen kommen im Winter also ganz unter Wasser.

Die Umläufe haben einen solchen Querschnitt erhalten, daß das Entleeren und Füllen der Schleusenkammer $7^1/_2$ Minuten in Anspruch nimmt. Die Kanäle sind mit Stoney-Schiebern abgeschlossen. Am oberen Schleusenhaupt ist eine Hubbrücke angeordnet, die bis 7 m über den höchsten Wasserstand gehoben werden kann, während auf dieser Brücke eine Bedienungsbude errichtet ist, aus der man also einen guten Überblick über die Schleuse hat.

Ein sehr wichtiger Punkt waren, wegen der großen Wasserdurchlässigkeit des Bodens, die Vorkehrungen gegen Quellwasser von unten und an den Seiten der Schleuse. Man hat hierbei die Grundsätze des Amerikaners Bligh befolgt. Aus dessen Betrachtungen ist zu entnehmen, daß die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes zwischen der oberen und der unteren Haltung abhängt vom Druckunterschiede und vom Widerstande des Wassers im Boden. Diese Geschwindigkeit soll niemals derart werden, daß Bodenteilchen in Bewegung gebracht werden; das ist die einzige Bedingung, die erfüllt werden muß, um die Standfestigkeit des Bauwerkes zu gewährleisten. Da der Druckunterschied nicht geändert werden kann, kann die Geschwindigkeit des Wassers nur verringert werden, indem man den Widerstand erhöht. Dieser hängt ab von der Beschaffenheit des Bodens und von der Länge des Weges. Das Mittel zur Erhöhung des Widerstandes ist also die Verlängerung des Weges. Dazu kann man sowohl wagerechte wie lotrechte Abschließungen gebrauchen. Die wagerechte Abschließung besteht aus einer wasserundurchlässigen Schicht von Ton, während Spundwände lotrechte Abschließungen bieten. Aus Versuchen von Bligh, die durch die Erfahrung bestätigt sind, weiß man, daß man die Verlängerung des Weges, die das Wasser durch eine Spundwand erfährt, auf die doppelte Höhe der Spundwand annehmen kann. Die von Bligh gegebenen Zahlen für eine große Menge von Staudämmen in Amerika und Indien haben gezeigt, daß man in einem Boden wie in Linne dem Wasser einen Quellweg bieten muß, der neunmal so lang ist wie die Höhe des vorhandenen Gefälles.

Jedes Schleusenhaupt hat eine Tonbekleidung von 20 m Länge erhalten, gegen mechanische Zerstörung mit Beton geschützt, und eine Spundwand in der Querrichtung, während im Anschluß an diese in der Längsrichtung außerhalb der Schleuse ebenso eine Spundwand geschlagen ist; die ganze Schleuse ist also in einer rings mit Spundwänden geschlossenen Grube gebaut worden.

In Holland waren bis 1918 ausschließlich hölzerne Spundwände gebraucht worden. Deshalb wurden bei einem Versuch in Linne in erster Linie Bohlen von 15 cm Dicke eingerammt, wobei sich gezeigt hat, daß das Einrammen ungestört verlief; beim Ausgraben des Bodens aber wurde festgestellt, daß alle Bohlen ohne Unterschied gebrochen waren und daß in einer Tiefe von 2 m unter dem Gelände die Bohlen nicht mehr aneinander anschlossen. Deshalb wurde nach weiteren Versuchen beschlossen, eiserne Spundwände anzuwenden. Die Spundwände mit einer Gesamtlänge von 840 m und 6 bis 7,5 m Höhe sind mit drei Dampframmen in zwei Monaten eingerammt.

An den Schleusen sind fast ausschließlich nur zwei Stoffe, Beton und Eisen, benutzt worden. Bis 1918 hatte man in Europa dem amerikanischen Beispiel, größere Flächen, die den Witterungseinflüssen und den Stößen der Schiffe ausgesetzt sind, unbekleidet zu lassen, nicht zu folgen gewagt. Eine Studienreise nach Amerika hatte die Bauleitung der Maaskanalisierung gelehrt, daß an vielen nach 1900 in Amerika errichteten Schleusen kein einziges Stück Naturstein verarbeitet war und daß diese Bauwerke, trotzdem auch die Winkel unbekleidet waren, nicht mehr beschädigt waren als solche, die mit härterem Baustoff ausgeputzt sind. Auch das Aussehen dieser Bauwerke war befriedigend; die großen, glatten Flächen

[1] Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 2, S. 27.

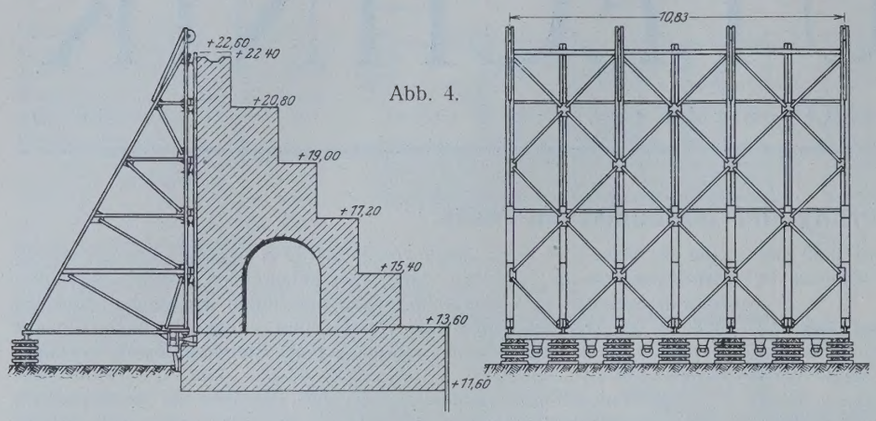


Abb. 4.

drücken die Kraft und Standfestigkeit des Bauwerkes gut aus. Da auch der Gebrauch von Beton in der Nähe eines Flusses, der selbst Kies und Sand in großen Mengen liefert, zu erheblichen Ersparnissen führte, wurde beschlossen, der amerikanischen Praxis zu folgen und alle Flächen unbekleidet zu lassen.

Außer einer unmittelbaren Ersparnis durch billigere Baustoffe wurde noch eine mittelbare durch kürzere Bauzeit erzielt. Da allein für die Schleuse in Linne 35 000 m³ Beton zur Stelle geschafft werden mußten, war es wichtig, die maschinelle Einrichtung zur Bereitung und Förderung des Betons stetig an der Arbeit belassen zu können und deren Wirkung nicht durch Schwierigkeiten beim Aufstellen von kleinen Natursteinstücken zu beeinträchtigen, außerdem aber die noch näher zu beschreibende kostspielige Trockenlegung der Baugrube so kurz wie möglich in Betrieb zu lassen und damit zu rechnen, daß wegen hoher Flußwasserstände die Bauzeit nur auf sieben Monate des Jahres zu stellen ist.

Für die Mauern war der Beton zusammengesetzt aus 1 Zement, 3 Sand, 6 Kies, alles in Maßteilen; das gibt im Zusammenhang mit der Ausbeute ungefähr 190 l Zement je m³ Beton.

Das Aufbringen des Betons in so großen Längen wie bei den Schleusen kann auf zwei Weisen geschehen, die man kurz die wagerechte und die lotrechte nennen dürfte. Bei der ersteren entstehen unvermeidlich wagerechte Fugen oder Striche; die Bauleitung hat gemeint, daß in diesen Fugen die Haftung des Betons nicht so vollkommen sei wie an anderen Stellen und daß also bei einer solchen wagerechten Arbeitsweise den Bedingungen, wovon bei Berechnung einer Stützmauer ausgegangen ist, nicht ganz entsprochen wird. Außerdem darf man auch bei der wagerechten Bauweise die Absätze nicht zu lange wählen, und zwar mit Rücksicht auf das Schwinden des Betons, so daß man auch in diesem Falle nicht ohne Schwindfugen auskommen kann.

Gebraucht man die lotrechte Bauweise, so wird die Mauer durch Fugen in Abschnitte geteilt und jeder Abschnitt in einem auf ganze Höhe abgestürzt. Die Schalungen müssen also ebenso hoch wie die Mauer sein. Gibt man den Schalungen eine Normenform, so kann man die Menge der hierfür erforderlichen Baustoffe sehr einschränken.

Die zuletzt beschriebene Bauweise wurde bei den Schleusen angewendet; die Abschnitte erhielten eine Länge von 10,85 m; eine größere Länge wurde mit Rücksicht auf die Schwindrisse nicht für angemessen gehalten. Der Beton eines folgenden Abschnittes wurde ohne jede Zwischenlage gegen den des vorigen eingebracht; mit Rücksicht auf die Verschiebung der Abschnitte gegeneinander wurden schwalbenschwanzförmige Nuten vorgesehen. Nach Erhärtung des Betons haben die Fugen sich wirklich etwas geöffnet, was keine Schwierigkeiten bereitet hat; nur wird sich, wenn die Umlaufkanäle trockengelegt werden, ein wenig Quellwasser zeigen, das in den nur sehr selten auftretenden Fällen, wo überhaupt das Trockenlegen geschieht, abgepumpt werden muß.

Von den 35 000 m³ Beton, die an der Linner Schleuse verarbeitet sind, entfallen 12 500 m³ unter den Boden der Kammer und der Umlaufkanäle. Die letzte Menge ist, wie bei Betongründungen üblich, als eine Masse angebracht; die Oberseite wurde an den Stellen der Mauer rauh gehalten mit Rücksicht auf genügenden Widerstand gegen Verschiebung dieser Mauer.

Das Einbringen von 325 bis 380 m³ Beton für jeden Abschnitt von 10,85 m Länge erforderte bei 16stündigen Arbeitstagen (es wurde mit zwei Schichten gearbeitet) und mit Betonmischmaschinen, die 10 bis 15 m³/Std. leisteten, $1^1/_2$ bis 2 Tage. Der untere Beton war also noch nicht ganz erhärtet, wenn der Abschnitt fertig war; folglich hatten die Schalungen einem großen Druck zu widerstehen. Da die Oberfläche des fertigen Betons ganz unberührt bleiben sollte, war es notwendig, die Schalungen derart anzuordnen, daß sie keine Formänderung erlitten. Dies und die Bedingung der bequemen Verschiebbarkeit haben veranlaßt, eiserne Schalungen zu gebrauchen, wie in Abb. 4 angegeben.

Die eigentliche Schalung bestand aus 8 mm dicken eisernen Wänden, 1,80 m hoch und 7,30 oder 3,70 m lang, die mit ⊏-Eisen umsäumt waren; an der Betonseite waren die Köpfe der Niete versenkt. Die Wände stützten sich mit Stellschrauben gegen dreieckige Gerüste. Die Unterseite der Gerüste wurde mittels vorher im Gründungsbeton einbetonierter Ankereisen befestigt, die natürlich als verloren zu gelten hatten. Es war angenommen, daß der Druck des teilweise erhärteten Betons die Hälfte von dem des noch fließenden Betons beträgt; inwiefern dies richtig war, hat nicht festgestellt werden können. Die gesamte Schalung (Wände, Gerüst usw.) für einen Abschnitt hatte ein Gewicht von 35 t. Da festgestellt wurde, daß sich die Oberseite der Schalung während des Betonierens etwa 1 cm einbog, wurde hierauf weiter Rücksicht genommen.

Nachdem der Beton eines Abschnittes genügend erhärtet war (bei nicht zu kaltem Wetter 36 Stunden nach der Fertigstellung), wurden die hölzernen Unterstopfungen an der Hinterseite der Gerüste gelöst; diese stützten sich dann auf die Räder, und die ganze Schalung konnte zum folgenden Abschnitt gefahren werden.

Da an das äußere Aussehen der Hinterseite der Mauern und der Innenseite der Umlaufkanäle nicht so große Anforderungen gestellt werden brauchten, wurden hier hölzerne Schalungen verwendet, die inzwischen auch derart gestaltet waren, daß sie in großen Abschnitten bequem angebracht und abgenommen werden konnten.

Im ganzen wurden für die Schalungen 217 t Eisen und 500 m³ Holz verwendet; das Eisen ist ohne Verlust für die weiteren Werke gebraucht worden, das Holz zum größten Teil ebenso.

Die Mischung des Betons geschah mit zwei Ransome-Maschinen, die jede 10 bis 15 m³ Beton in der Stunde lieferten. Das Befördern des Betons geschah mit einer von der Firma Bleichert in Leipzig gelieferten, in Abb. 5 dargestellten Einrichtung. Die Kabelkrane hatten eine Tragweite von 185 m, was mit Rücksicht auf andere noch zu erbauende

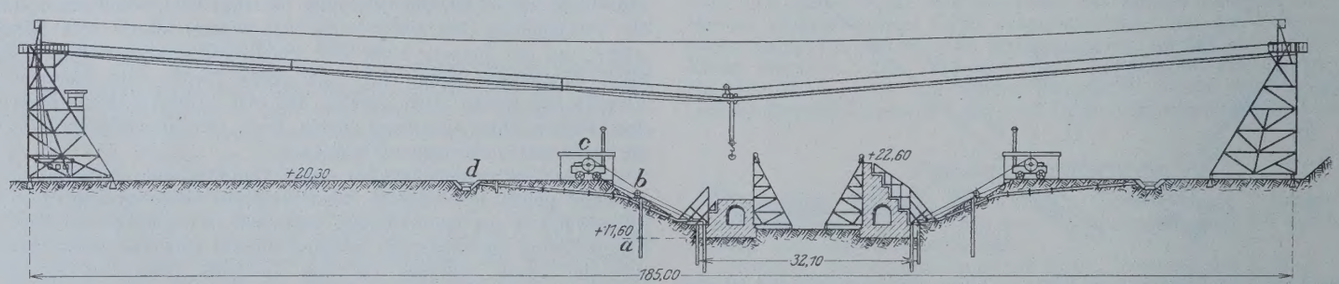


Abb. 5.

Werke weit mehr als bei der Linner Schleuse erforderlich war. Die Tragfähigkeit betrug 3 t, so daß 1,25 m³ Beton zugleich befördert werden konnten; das ist zweimal der Inhalt der Trommel der Mischmaschinen. In der Stunde konnten 15 Fahrten gemacht werden; die größte Fördermenge überstieg also die Leistung der Mischmaschinen.

Die wagerechte Bewegung der Laufkatze und das Aufziehen der Lasten geschah mit demselben Elektromotor von 45 PS. Das Befördern der Kabelkrane geschah erst von Hand, später auch elektrisch.

Die Einrichtung hat sich vorzüglich bewährt, nicht nur für das Einbringen des Betons, sondern auch für das Befördern und Zurstelleschaffen von vielen anderen Baustoffen, Werkzeugen und Nebenteilen der Schleuse. Beim Bau der Schleuse für den Maas-Waal-Kanal bei Heumen wurde ein fester Kabelkran gebraucht, der in der Längsrichtung das Bauwerk überspannte. Eine derartige Einrichtung ist aber nur zu gebrauchen, wenn das Bauwerk sich hauptsächlich in der Längsrichtung ausdehnt; sie entbehrt des Vorteils, jeden Punkt in der Querrichtung erreichen zu können. Wohl ist sie billiger, da die kostspieligen Fahrschienen nicht nötig sind, aber für die Bauwerke der Maaskanalisierung, wobei die Einrichtung

auch für über die ganze Breite des Flusses sich ausdehnende Wehre gebraucht werden muß, waren fahrbare Kabelkrane angezeigt.

Zur Erzeugung tadelloser Betonflächen wurden außer dem Gebrauch eiserner Schalungen noch andere Maßnahmen getroffen. Vor allem wurde der Beton ziemlich naß verarbeitet; jede Füllung der Mischmaschine (0,56 m³ Beton) enthielt etwa 65 l Wasser, d. i. 12 % der festen Stoffe in gemischtem Zustande. Der Beton war so feucht, daß dieser nicht gestampft zu werden brauchte; er wurde nur mit Spaten mit lotrechten Schlitzen gerührt, wobei es möglich war, die schweren Kiesstücke von der Vorderseite der Mauern entfernt zu halten. Auch wurden die Schalungsbleche mit einer dünnen Ölschicht überzogen. So gelang es, eine tadellos glatte Fläche zu erhalten, die nur an vereinzelten Stellen einige Nacharbeit erforderte.

Die Oberseite der Mauern wurde einfach über 0,20 m Dicke (Abb. 6) mit einem etwas stärkeren Beton (1 Zement, 2½ Sand 3½ gesiebter Kies) abgedeckt, der an der Vorderseite mit einem ungleichschenkligen Winkeleisen mit darauf genietetem Halbrundeisen bewehrt wurde (bei späteren Bauwerken wurde dafür ein Wulsteisen verwendet, das bei der Bau der Linner Schleuse, 1920, nicht erhältlich war); an der Hinterseite benutzte man ein Winkeleisen, alles in Beton verankert.

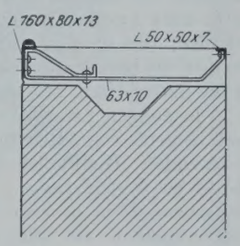


Abb. 6.

Die 150 m dicken Böden der Schleusenhäupter bestehen aus Eisenbeton, da es möglich sein muß, die Häupter trockenzulegen. Dieser Beton war von der Mischung 1 Zement, 3 Sand, 3 Kies. Die Böden von Schleusenkammer und Einfahrten sind zusammengestellt aus Betonblöcken von 1 × 1,5 m Fläche und 0,60 m Dicke. Alle Winkel und Kanten des Betons sind mit Eisen ausgestattet. Die Stemmlager an den Schlagsäulen bestehen aus stählernen Leisten in einem eisernen Rahmen. Auch die Drempel sind aus Eisen konstruiert und mit einem Balken von Grünholz (Nectandra Rodiaei oder Bignonia Leucoxylon) bekleidet.

Einer der wichtigsten Punkte beim Bau der Linner Schleuse war die Trockenlegung der Arbeitsgrube; eine Berechnung hatte nämlich gezeigt, daß die Trockenlegung der ausgeschachteten Grube vorteilhafter war als jede andere Arbeitsweise. Die Unterkante der Fundamente lag auf 11,60 m + N. A. P. (Neuer Amsterdamer Pegel), d. i. etwa 9 m unter dem Gelände und etwa 7 m unter dem gewöhnlichen Grundwasserstande im Sommer. Da diese 7 m, erhöht durch die Widerstandshöhe in den Leitungen, eine zu große Saughöhe für die Kreiselpumpen ergeben hätte, so wurde die Trockenlegung in zwei Stufen eingerichtet; die obere Stufe wurde so hoch bemessen, daß das Einschlagen der Spundwände bei Gebrauch nur dieser Stufe möglich war.

Mit Rücksicht auf die nötige Betriebsicherheit wurde von einer Dampflokomobile Gebrauch gemacht. An jeder langen Seite der Arbeitsgrube wurden für die obere Stufe 20 Brunnen *a* von 20 cm Durchm. angebracht (Abb. 5). Die Filter sind 4 m lang und haben 1,5 mm weite Spalten, die so angeordnet sind, daß etwa 20% der Rohrflächen wasserdurchlässig waren. Die Brunnen wurden in 50 cm weite eingegrabene Rohre gestellt, die Filter mit gesiebtem Kies umgeben. In die Brunnen wurden Saugrohre von 12,5 cm Weite gehängt, die verbunden waren mit einem Hauptrohr *b* von 25 cm Weite; für jede Pumpe war ein besonderes Hauptrohr vorgesehen, da die anfängliche Absicht, beiderseits der Baugrube nur ein Hauptrohr zu legen und damit die Möglichkeit zu schaffen, daß jede Pumpe als Reserve für die anderen auftreten konnte, sich nicht als zweckmäßig erwies, mit Rücksicht auf die große Dehnung durch Temperaturschwankungen der 300 m langen Leitungen. Die große Wasserdurchlässigkeit des Bodens ist Ursache, daß die Pumpen auch ohne die langen Leitungen einigermaßen als Reserve untereinander wirken. Zur Trockenlegung der oberen Stufe dienten vier Kreiselpumpen, jede mit einer Leistung von 64 bis 80 l/Sek. Zwei Pumpen waren auf einer Achse gekuppelt und wurden zusammen durch einen langen Riemen von einer Lokomobile *c* von 50 PS angetrieben, die am zweckmäßigsten oben am Rande der Baugrube aufgestellt wurde. Das Wasser wurde nach zwei offenen Gräben *d* geleitet, aus denen es in die Maas abfloß.

Außer durch die Beschaffung der Geräte (in der Nachkriegszeit) wurden der Bauleitung viele Schwierigkeiten bereitet, weil das Wasser viel Gas enthielt; das hatte man nicht erwartet, da bei einer Versuchseinrichtung nichts von Gasen bemerkt worden war. Wegen dieses Gasgehaltes schlugen die Pumpen oft ab; das Schlimmste war aber, daß sie weit weniger Wasser gaben, als erwartet war; oft nur 40 bis 60% der erwarteten Menge. Man hat mancherlei versucht, die Gase los zu werden: Windkessel wurden aufgestellt, an vielen Stellen wurden Absaugeleitungen für die Gase angebracht; die Leitungen wurden unter Neigung gelegt; nichts aber hat geholfen. Schließlich erwies sich als das Beste das Vermehren der Pumpenzahl.

Auch die untere Stufe konnte auf diese Weise ganz trockengelegt werden; die Verhältnisse sind bei dieser nicht ganz so ungünstig, als die größere Tiefe erwarten ließ, da die eiserne Spundwand einen großen Widerstand leistete; oft war der Unterschied in den Grundwasserständen beiderseits dieser Wand 1 m.

Es sei hier erwähnt, daß die ersten Arbeiten in Regie ausgeführt wurden. Die Bauleitung hat geglaubt, daß die Trockenlegung in derart sorgfältiger Weise geschehen müsse, daß man sie nicht einem Unternehmer zutrauen könne, und daß die übrigen Arbeiten so sehr mit der Trockenlegung verknüpft wären, daß zur Vermeidung von Schwierigkeiten auch diese in eigener Hand gehalten werden sollten. Auch die Verhältnisse der Nachkriegszeit haben mitgesprochen, und außerdem zeigten die großen holländischen Unternehmer wenig Neigung, an der launischen und und ihnen unbekannten holländischen Maas zu arbeiten. Inzwischen sind aber in den folgenden Jahren größere Arbeiten in offener Verdingung ausgeführt worden. C. D.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage zeitgemäßer Straßenbefestigungen.

Von Oberbaurat **Nils Buer**, Hamburg.

In den letzten Jahrzehnten sind im In- und Auslande umfangreiche Versuche unternommen worden, um billige, widerstandsfähige und daher wirtschaftlich vorteilhafte Straßendecken zu erhalten. Hierbei ist man in sehr vielen Fällen von früher üblich gewesenen Befestigungsarten abgegangen, die dem stetig zunehmenden Autoverkehr keinen genügenden Widerstand bieten, und benutzt in steigendem Maße Bitumen, Asphalt und verschiedene gesetzlich geschützte Mischungen wie Tarvia, Texaco, Spremax, Essener Asphalt usw. sowie Zement als Bindemittel. Wo starker Verkehr schwerer Fuhrwerke vorherrscht, sind gepflasterte Fahrbahnen die widerstandsfähigsten und daher die wirtschaftlich vorteilhaftesten. Bei besonders starkem Verkehr wird Reihensteinpflaster mit Fugenverguß durch keine andere Befestigungsart übertroffen, wenn das Steinmaterial von ausgewählter Güte ist. Bei etwas geringerer Beanspruchung der Straßen erfüllt Kleinpflaster in hervorragendem Maße dieselben Bedingungen.[1])

Von Straßendecken, die aus reinen Bitumen und Asphalten bestehen, sind als die am meisten bekannten zu nennen: Asphaltbeton (Asphaltmakadam), Sandasphalt und Durasphalt. Für diese Straßendecken werden folgende Asphalt- und Bitumsorten verwendet: Trinidad, Mexican-Eagle, Texaco, Bermudas und Monte-Zuma. Die Güte der mit diesen Baustoffen hergestellten Straßen hängt im wesentlichen davon ab, daß alle Arbeiten mit Sachkunde, großer Sorgfalt sowie mit zeitgemäßen Maschinen und Arbeitsverfahren ausgeführt werden.

Der Asphaltmakadam besteht aus etwa 12 Gewichtsteilen Bitumen, 10 Gewichtsteilen Sand und 78 Gewichtsteilen Steinschlag verschiedener Korngrößen bis zu 4,5 cm Durchm. Er wird in einer Lage aufgebracht, die so dick aufgeschüttet wird, daß sie in eingewalztem Zustande eine feste Decke von 6 bis 7,5 cm Stärke zeigt. Nach fertiger Einwalzung der Decke erhält diese an ihrer Oberfläche einen Anstrich aus heißem Bitumen und wird mit Steinsplitt bestreut.

Sandasphalt wird in zwei Lagen eingebracht, die in eingewalztem Zustande eine Gesamtstärke von 8 bis 10 cm aufweisen. Die untere Lage von 5 bis 7 cm besteht aus Steinschlag und Kiessand (94 Gewichtsteilen) verschiedener Körnungen, wobei Korngrößen von mehr als 4,5 cm Durchm. nicht erwünscht sind, sowie aus etwa 6 Gewichtsteilen Bitumen; die Oberlage von 3 cm Dicke besteht dagegen aus Sand, Zement (etwa 69 bezw. 15 Gewichtsteilen) und Bitumen (etwa 16 Gewichtsteilen). Sowohl der Asphaltmakadam als auch der Sandasphalt muß im warmen Zustande aufgebracht und sorgfältig mit schweren Walzen abgewalzt werden.

Durasphalt besitzt als Bindemittel sizilianischen Asphalt, der mit Kalksteinen zusammen vermahlen wird. Diese Mischung wird nach der Vermahlung bei starker Hitze gekocht, dabei wird feinkörniger Steinschlag hinzugesetzt. Beim Aufkochen muß die Mischung dauernd gerührt werden, bis eine dicke, breiige Masse entsteht; diese wird bei der Ausführung der Fahrbahn in einer Dicke von etwa 7 cm aufgetragen, genau wie Gußasphalt. Die Oberfläche wird, bevor sie erhärtet, mit gerauhten Handwalzen abgewalzt. Über die fertige, aber noch nicht völlig erhärtete Decke wird eine dünne Lage von feinem Steinmehl gestreut, das sich mit der noch weichen Oberfläche verbindet.

An Stelle von Asphalt und Bitumen wird auch in erheblichem Umfange Zement als Bindemittel verwendet. Es würde zweifellos von hoher wirtschaftlicher Bedeutung sein, wenn eine widerstandsfähige Bauart fest-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 39, S. 513; Heft 47, S. 663; Heft 48, S. 686; Heft 51, S. 711.

gestellt werden könnte, die die ausländischen Erzeugnisse wie Bitumen und Asphalt unnötig macht.

Besonders eignet sich die Betondecke gut, wenn man sie auf einer alten, gut zusammen gefahrenen Chausseedecke, die vor der Ausführung entsprechend eingeebnet wird, verlegen kann. Als Mischung (Zement, Sand und Steinschlag) ist das Verhältnis $1:2:3^1/_2$ zu empfehlen. In gewissen Zwischenräumen müssen Querfugen angeordnet werden, die mit einer Lage Asphaltpappe ausgefüllt werden. Diese Fugen müssen in der warmen Jahreszeit häufig mit Goudron bestrichen werden. In den Fugen, die entstehen, wenn die Tagesarbeit abgeschlossen wird, verlegt man, um Rissebildungen zu vermeiden, in 1,2 m Entfernung voneinander Rundeisen von 1 cm Durchmesser und etwa 1,5 m Länge. Ein Nachteil dieser Straßendecke besteht darin, daß sie etwa drei Wochen erhärten muß, bevor die Straße in Gebrauch genommen werden kann. Diesen Zeitraum kann man allerdings bei Verwendung von hochwertigem Zement erheblich abkürzen. Während der Erhärtung muß die Decke mit einer etwa 5 cm dicken Lage von Erde oder Sand zugedeckt werden, damit die für die Erhärtung notwendige Feuchtigkeit nicht zu rasch durch Verdunstung entzogen wird.

In England, Frankreich und in den Vereinigten Staaten von Nordamerika ist die Durasphaltdecke in großem Umfange mit Erfolg angewendet worden. Da sie nicht erheblich zum Glattwerden neigt, kann sie noch bei Straßensteigungen bis zu 1 : 15 Verwendung finden.

Bei Makadamdecken auf ländlichen Chausseen mit verhältnismäßig schmaler Fahrbahn setzt die Zerstörung an den Rändern vorzugsweise ein und zieht nach und nach die ganze Decke in Mitleidenschaft. Zur Vermeidung dieser Zerstörung hat man in den Vereinigten Staaten von Nordamerika seit einigen Jahren fußwegähnliche Betonstreifen von je etwa 1 m Breite zu beiden Seiten der Fahrbahndecke angebracht. Diese Betonstreifen dienen gewissermaßen der gewölbten Chausseedecke als Widerlager und haben sich nach eingegangenen Berichten sehr gut bewährt. In Deutschland verwendet man neuerdings für Straßenbefestigung vielfach eine von Stadtbaurat Dammann, Essen, erfundene Mischung, den sogenannten Essener Asphalt, der aus einem schwarzen Pulver besteht, das in kaltem Zustande eingebaut wird. Die Masse besteht aus gemahlenem Schlacken- oder Kalkstein. Dem Pulver wird ein flüssiges Öl im Umfange von etwa 5 Gewichtsteilen der gesamten Mischung zugesetzt, wodurch eine plastische Masse entsteht, die sich gut stampfen läßt. Die Verlegung der Mischung erfordert weder Spezialmaschinen noch besonders eingeübte Arbeiter und kann, was sehr wertvoll ist, bei jeder Witterung ausgeführt werden. Auch in Schweden hat man mit diesem Baustoff gute Erfahrungen gemacht; Norwegen schickt sich an, im nächsten Jahre eine größere Anzahl von Straßen in Essenasphalt auszuführen.[1])

Nicht unerwähnt möchte ich den Teermakadam nach dem Verfahren von Lüer & Co., Hannover, lassen. Die geteerte Masse, die einbaufähig aus den Werken der Gesellschaft geliefert wird, besteht aus Gestein verschiedener Körnung von 1 bis zu 50 mm. Der Einbau geschieht in vier Schichten von etwa 2,5 cm Dicke. Da jede Schicht vollkommen durchgeteert ist, entsteht eine feste Decke asphaltähnlichen Aussehens.

Schließlich soll noch auf zwei neue Befestigungsarten hingewiesen werden, die von mir in der „Bautechnik“ 1925, Heft 25 und 43, S. 327 und 618, kurz erwähnt worden sind. Es handelt sich hierbei um Makadamstraßen, die unter Verwendung von Natronwasserglas und Sulfitlauge als Bindemittel hergestellt worden sind. Auch diese Befestigungsarten haben sich bei vielseitiger Verwendung anscheinend gut bewährt.

In einigen Ländern, besonders in Frankreich und Belgien, hat man seit längerer Zeit Asphaltplatten als Straßenbefestigung in großem Umfange verwendet. Die Platten haben im allgemeinen $30{,}5 \times 12{,}6$ cm Seitenlänge bei 4 bis 6,5 cm Dicke. Als Unterlage dient Kies- oder Schlackenbeton (Mischung 1 : 5) in einer Schicht von 10 bis 15 cm Stärke. Werden die Asphaltplatten auf alter Chaussierung verlegt, so muß diese sorgfältig eingeebnet und mit einer ausgleichenden Betonschicht in Mischung 1 : 4 von etwa 3 cm Dicke versehen werden. Auf die erhärtete Betonschicht wird eine Mörtellage von etwa 1,5 cm gebracht, die möglichst wenig Wasser enthalten muß. Auf dieses Bett werden die Platten in Verband ohne offene Fugen verlegt. Nach Fertigstellung der Decke wird diese mit feinem, reinem Sand dünn überdeckt und mit Besen abgekehrt, wobei sich etwaige Fugen füllen. Wesentlich bei dieser Befestigungsart, deren Ausführung keine besonders geübten Facharbeiter erfordert, ist, daß die Asphaltplatten von gleichmäßiger Festigkeit sind, weil sich sonst die eine oder andere schneller abnutzt als die übrige Decke, wodurch Schlaglöcher entstehen, die allerdings verhältnismäßig leicht durch Verlegung neuer Platten beseitigt werden können.

[1]) Siehe Mitteilungen des Wegebaudirektors A. Baalsrud in „Teknisk Ukeblad“ Nr. 8 und 9 vom 19. und 26. Februar 1926.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Lechbrücke bei Hochzoll.

Von Reichsbahnoberrat **Weidmann**, München.

(Schluß aus Heft 20.)

Bezüglich der konstruktiven Durchbildung des Überbaues ist zu sagen: Beim Punkt 1 wurde größter Wert auf den Anschluß des Zugbandes, als eines der wichtigsten Konstruktionsglieder der Brücke, an das aus dreifacher Blechlage bestehende Knotenblech gelegt. In gleicher Weise wie Punkt 1 im Untergurt, verlangte auch der obere Knotenpunkt I sorfältigste konstruktive Durcharbeitung (Abb. 12). Der hier ansetzende scharfe Knick erforderte für die Überleitung der großen Gurtkräfte einen kompakten Zusammenschluß aller gestoßenen Querschnittsteile. Die unteren Winkel des Obergurtes sind auf Gehrung gestoßen und mit gebogenen Winkellaschen und nach der Form des Knickes ausgeschnittenen stehenden, zwischen die abstehenden Schenkel der Gurtwinkel eingepaßten Flacheisenlaschen überbunden.

In der Oberkante war die Durchführung der unverschwächten Gurtwinkel über die Knickstelle unerläßlich. Dies wurde erreicht durch den Einbau von im warmen Zustande gebogenen kurzen Winkelstücken. Zur Verlaschung dieser gebogenen Winkelstücke mit den anstoßenden Gurtwinkeln sind über die beiden Stöße durchlaufende, am Gurtknick gebogene Laschenwinkel angeordnet. Zur weiteren Aussteifung des Knotenpunktes dienen die oben schon erwähnten, nach der Form des Knickes ausgeschnittenen Flacheisenlaschen. Da auf den Innenseiten der Gurtstehbleche zwei weitere Winkellaschen vorhanden sind, so laufen im oberen Teile des Obergurtes 6 Winkeleisen mit vollem Querschnitte über den scharfen Knick. Sämtliche hier verwendeten gebogenen Teile wurden vor ihrem Einbau zur Behebung innerer Spannungen ausgeglüht und auf die vorgeschriebene Festigkeit neu geprüft.

In ähnlicher Weise wurden auch die an sich geringeren Krümmungen bei den übrigen Knotenpunkten durchgebildet. Im Ober- und Untergurte wurden die Gurtwinkel an jedem zweiten Knotenpunkte gestoßen. An den zwischen diesen Stößen liegenden Knotenpunkten geschah die Abbiegung der Winkeleisen, die höchstens 1 : 7 beträgt, in kaltem Zustande. Zur Begegnung hierdurch etwa eintretender Ermüdungserscheinungen des Baustoffes wurden hier durch Überlaschungen Querschnittsverstärkungen geschaffen, obgleich vorgenommene Materialprüfungen zwischen den, an der schärfstgebogenen Stelle den kaltgebogenen Winkeleisen entnommenen Probestücken keinen Unterschied in Festigkeit, Streckgrenze oder Dehnung erkennen ließen gegenüber solchen aus den geraden Teilen des gleichen Versuchsstückes. Für eine spätere Nachprüfung des Baustoffverhaltens wurden Probestücke gleicher Art noch in Verwahrung genommen.

Die in einem Knotenpunkte zusammenlaufenden Pfosten und Schrägstäbe wurden mit den Gurtungen dadurch verbunden, daß die Stehbleche mit den Saumwinkeln in die kastenförmigen Querschnitte der Gurtungen gut passend eingeführt und die Flanschflacheisen durch Laschen mit den Knotenblechen verbunden wurden.

Da bei schweren Walzträgerprofilen die Höhen vielfach schwanken, so daß sie für ein sattes Passen in einem genau bemessenen Lichtraum keine sichere Gewähr bieten, da ferner infolge oft vorhandener innerer Spannungen leicht Überbeanspruchungen der Konstruktionen eintreten können, erachtete man es für geboten, bei dem neu zur Einführung kommenden hochwertigen Baustahl St 48 unter Ausschaltung von Walzträgern die sämtlichen kräfteübertragenden Querschnitte der Hochzollbrücke aus Stechblechen, Gurtwinkeln und Deckflacheisen zusammenzusetzen. Um die bei doppelwandigen Querschnitten zu befürchtende einseitige Inanspruchnahme der unsymmetrischen Querschnittshälften zu beheben, wurden die zweiteiligen Tragwände der Gurtungen und des Zugbandes durch den Einbau von Querschotten und die Aufbringung liegender Querbleche insbesondere an den Gurtstabenden miteinander verbunden. Die durch Anschlußwinkel aus den Knotenblechen in die Querbleche übergeführten Kräfte werden von ihnen trägerartig an die abstehenden Winkelschenkel der Gurtungen unmittelbar abgegeben.

Bei der Ausbildung der Hauptträgerquerschnitte sowie auch aller übrigen Konstruktionsglieder wurde auf eine leichte Zugänglichkeit zwecks Anstricherneuerung und sonstiger Unterhaltungsarbeiten an der Brücke Wert gelegt. Um Arbeitsausführungen in der schädlichen Blauwärme auszuschalten, wurden an der Brücke alle Kröpfungen vermieden.

Zur Ermöglichung eines Längenausgleiches zwischen Fahrbahntafel und Hauptträgern wird erstere bei den Querträgern 5 und 5 in ihrer Längsrichtung unterbrochen und auf diese Weise in drei Teile zerlegt. An den Teilungsstellen sind die Längsträgerpaare des einen Fahrbahntafelteils auf konsolartigen Ausbauten der Querträger 5 und 5 des benachbarten Fahrbahntafelteils beweglich gelagert (Abb. 13) und besitzen als Endquerrahmen

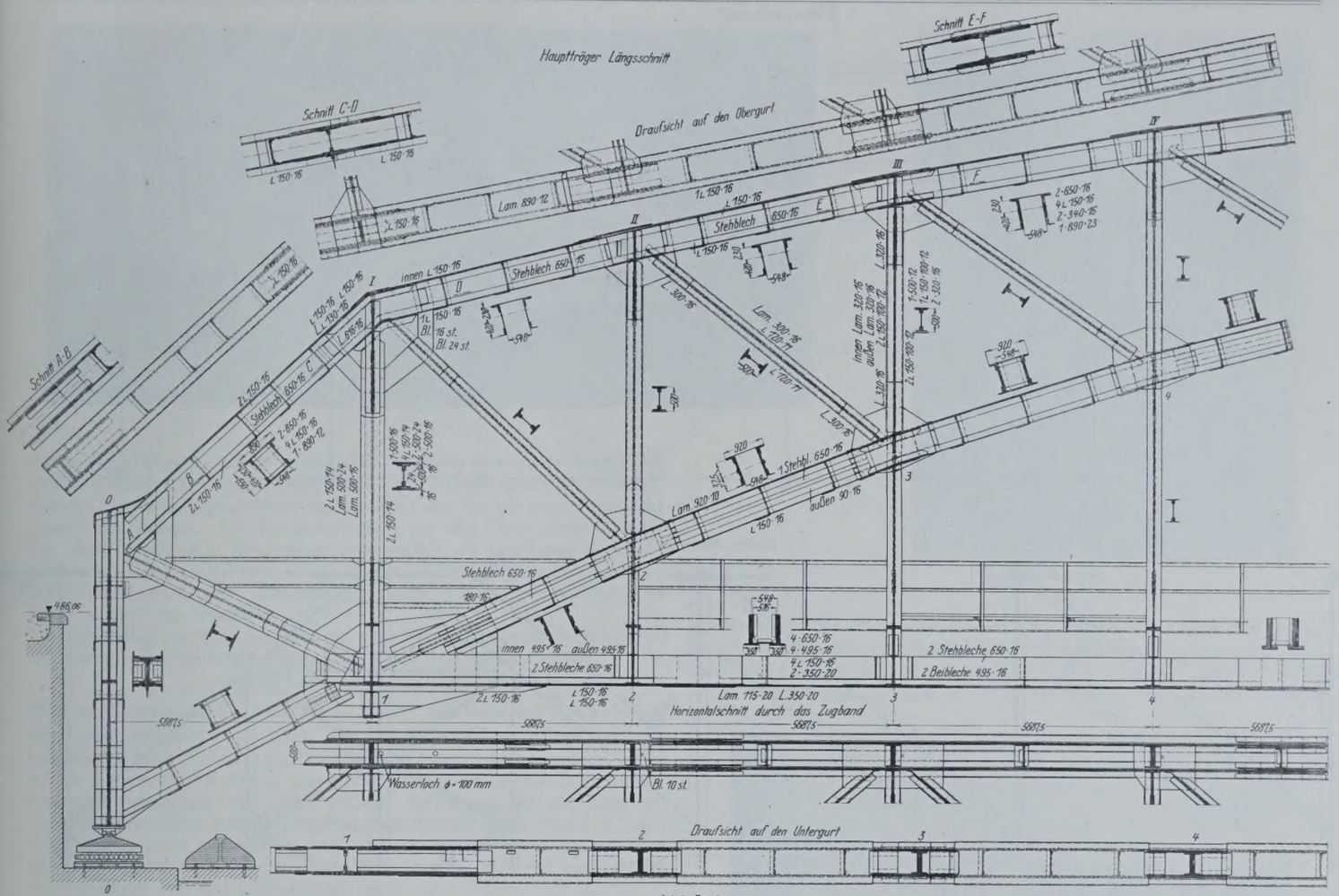


Abb. 12.

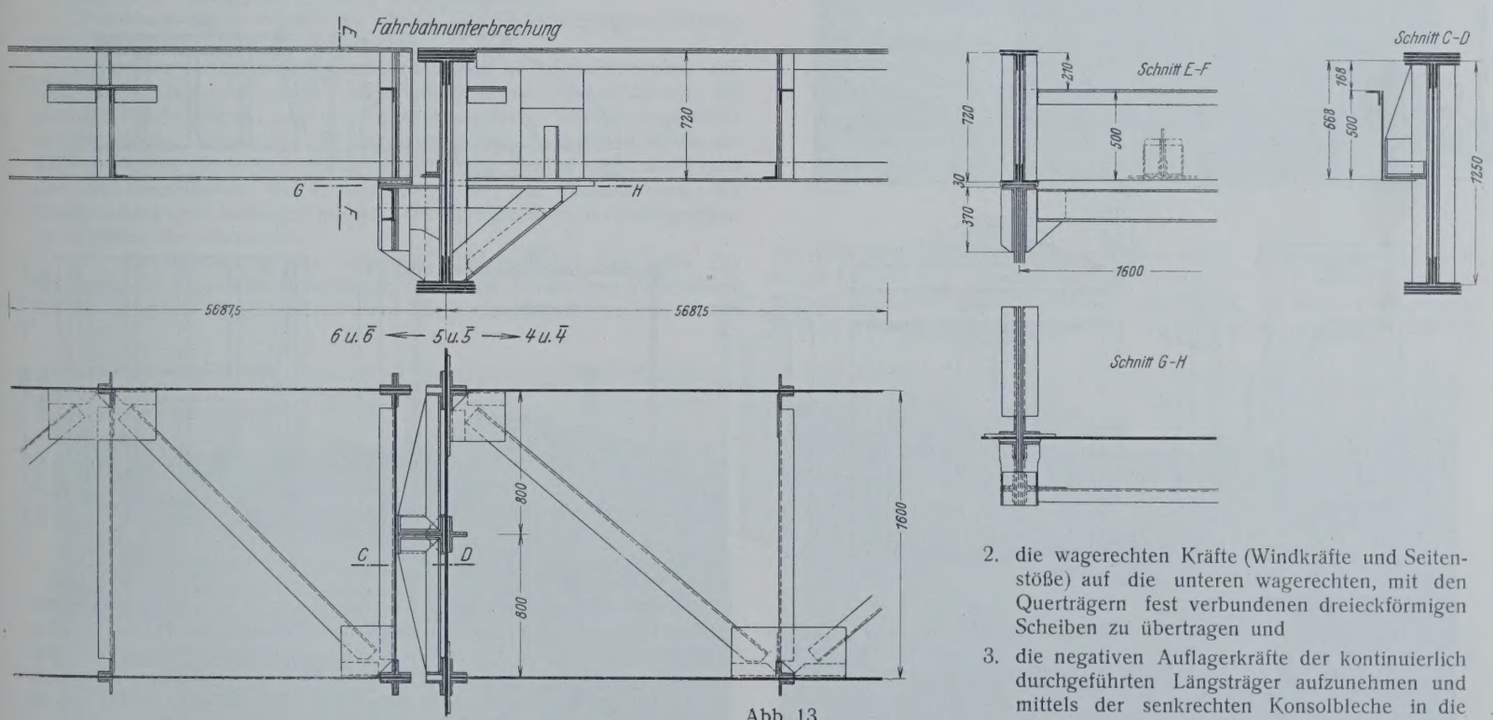


Abb. 13.

lotrechte, oben mit einem wagerechten Winkel gesäumte Bleche. Um eine Federung dieser Bleche in der Längsrichtung der Brücke zu ermöglichen, wurde die Anbringung weiterer Quervesteifungen vermieden. Die Federbleche sind in der Mitte des unteren Teiles mit den benachbarten Querträgerstehblechen wagerecht und senkrecht in Verbindung gebracht. Die Aufgabe der federnden Endquerrahmenbleche ist:

1. den Längenausgleich zwischen Fahrbahntafel und Zugband durch wagerechte Federung zu ermöglichen;
2. die wagerechten Kräfte (Windkräfte und Seitenstöße) auf die unteren wagerechten, mit den Querträgern fest verbundenen dreieckförmigen Scheiben zu übertragen und
3. die negativen Auflagerkräfte der kontinuierlich durchgeführten Längsträger aufzunehmen und mittels der senkrechten Konsolbleche in die Querträger überzuleiten.

Die Obergurte der Schwellenträger sind über die Querträger hinweg mit Kontinuitätsplatten, die entsprechend $^3/_4$ des größten Feldmomentes bemessen sind, miteinander verbunden. Zur besseren Gewähr der Kontinuität dieser Träger wurden unter ihren Anschlüssen noch Konsolen vorgesehen.

Der Schlingerverband ist zwischen den Schwellenträgern (Abb. 14) vertieft angeordnet, weil seine Anordnung unmittelbar unter den Gurtwinkeln infolge wesentlich verschiedener Stärken der Schwellen- und Querträgerflansche starke Auffütterungen über den Knotenblechen des Verbandes er-

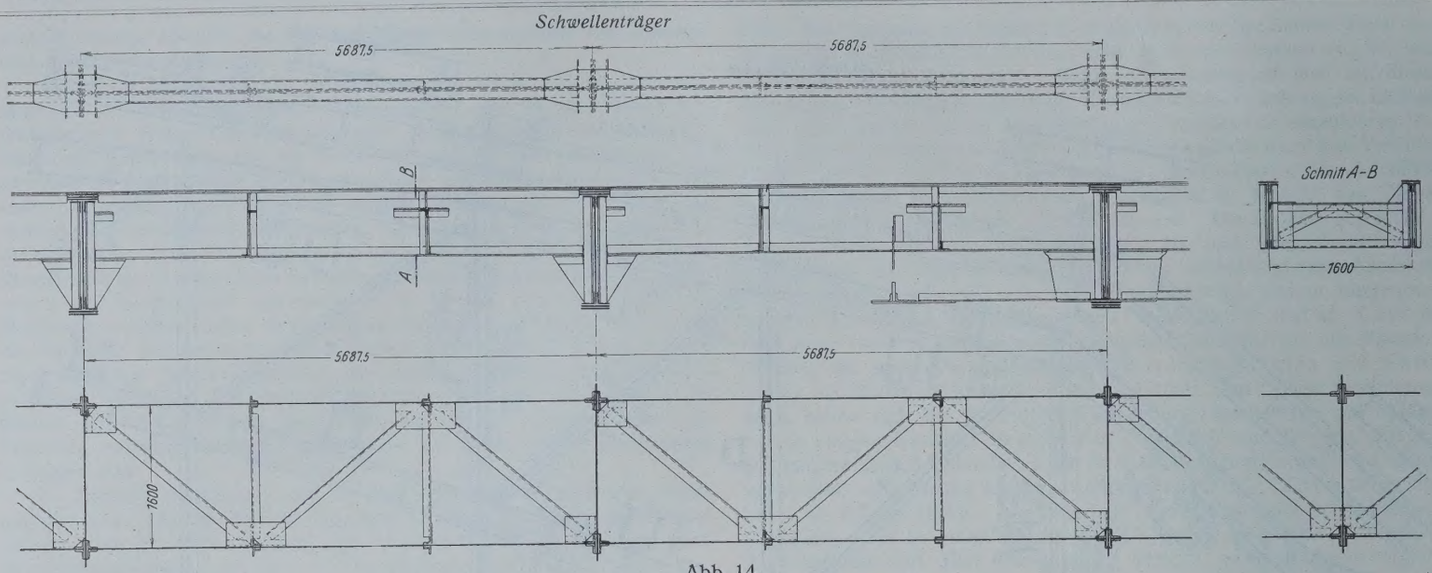


Abb. 14.

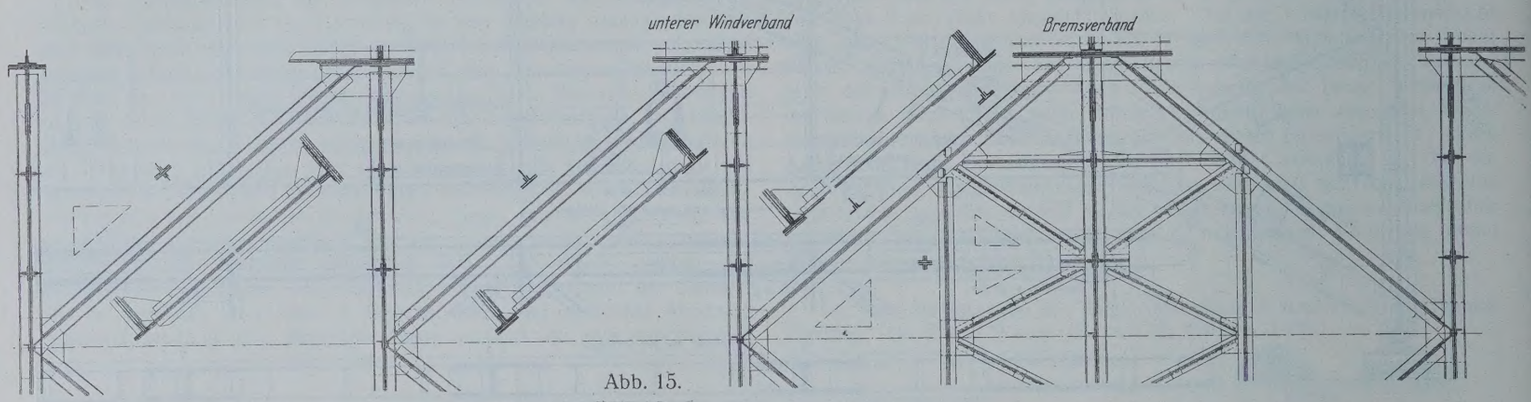


Abb. 15.

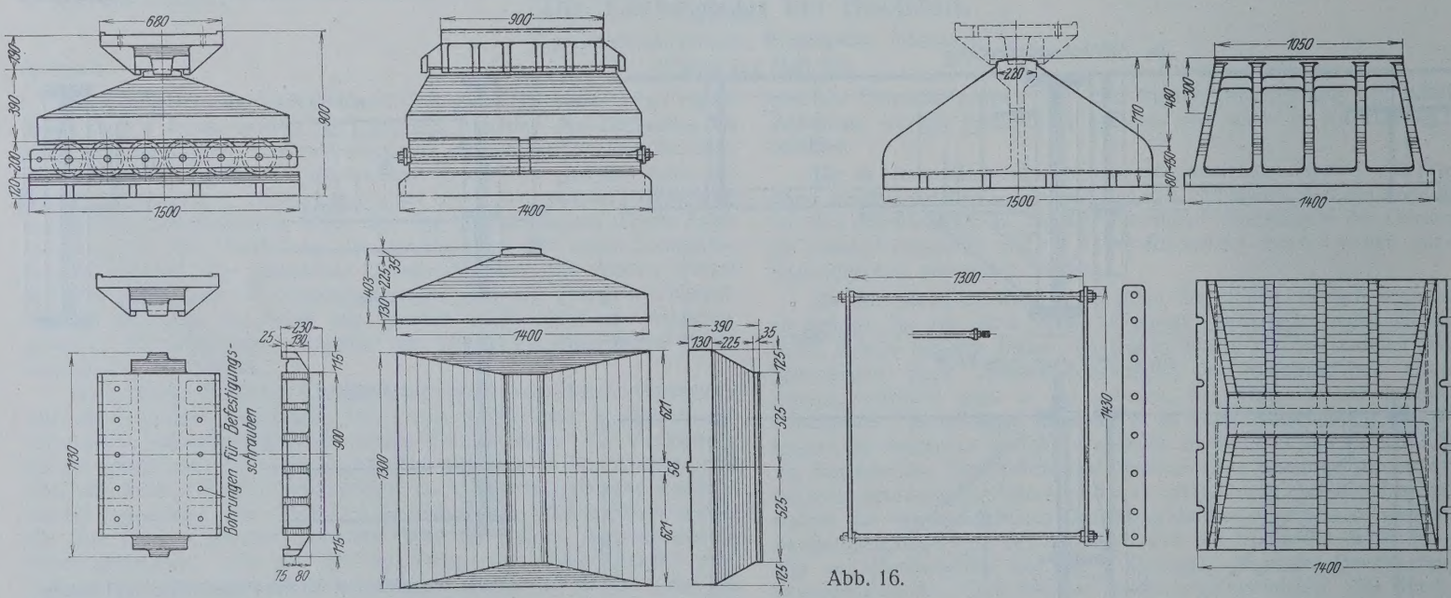
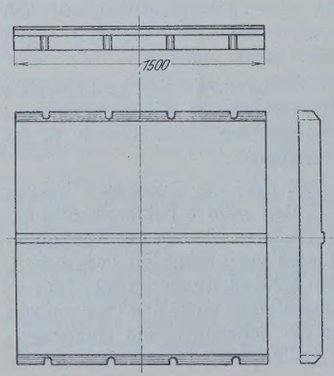
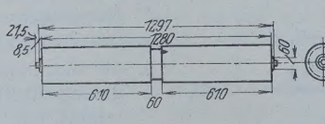


Abb. 16.





fordert hätte. Die zur Ausführung gebrachte Anordnung verlangt den Einbau von Querrahmen zwischen den Schwellenträgerpaaren, wobei zur Aussteifung der Obergurte die Querrippen der senkrechten Aussteifungswinkel dienen.

Jeder der der Fahrbahntafelteile hat einen gesonderten, bei den Punkten (3)(8) und (3) in üblicher Weise zwischen die Glieder des wagerechten Haupt-(Wind)-Verbandes eingebauten Bremsverband (Abb. 15). Die Querschnittbemessung der Stäbe wurde nach den im mittleren Bremsverband bei (8) auftretenden größten Bremskräften ausgeführt. Die Bremsstrecke beträgt beim mittleren Bremsverband 34,1 m und die Bremskraft für ein Gleis 62 t oder für eine Schiene 31 t.

Die Brücke besitzt je einen schuppenförmigen Windverband in der Höhe des Obergurtes und in der Ebene des Zugbandes. Die Windflächen der Knotenpunkte des Bogenuntergurtes waren daher nach dem Hebelgesetz auf die Knotenpunkte des Obergurtes und des Zugbandes zu verteilen. Die zwischen den Hauptträgern eingebauten Querriegel des oberen Verbandes sind als vollwandige Träger ausgebildet und mittels kräftiger lotrechter Eckaussteifungen mit den Pfosten der Hauptträger verbunden. Da die Hängestäbe als Fortsetzung der Pfosten an ihren unteren Enden

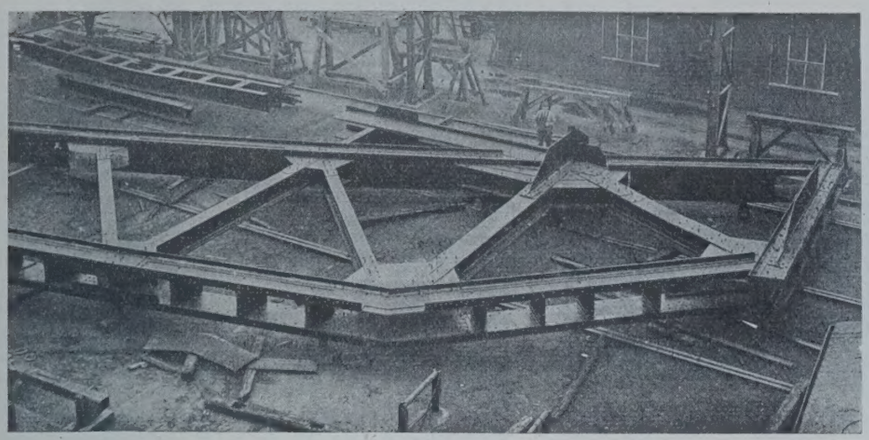


Abb. 17.

mit den Querträgern steif verbunden sind, so bilden letztere im Zusammenschluß mit den Querriegeln, Hängestäben und Pfosten in sich geschlossene Rahmen, die den angeschlossenen Untergurt des Bogens gegen seitliches Ausknicken sichern. Im Zusammenhange mit den Hauptträgern wurde der obere gekrümmte Windverband rechnerisch als räumliches Fachwerk behandelt. Der Portalrahmen wurde als ein dreifach statisch unbestimmter Streifrahmen nach den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre" von Müller-Breslau berechnet.

Die Auflager sind aus Stahlguß mit einer Festigkeit von 52 bis 81 kg/mm² hergestellt. Der senkrechte Stützdruck eines Auflagers beträgt

$$A_{g+\varphi \cdot p} = 911 \text{ t bezw. } A_{g+\varphi \cdot p+w+b} = 984 \text{ t.}$$

Quer zur Brückenachse wirken $H_w = 36{,}70$ t und längs zur Brückenachse (am festen Auflager) $H_b = 130$ t. Die auf der Augsburger Seite des Lech eingebauten beweglichen Lager bestehen aus einer oberen Kipplatte, einer oberen Rollenplatte, 6 Rollen von 122 cm Länge bei 20 cm Durchmesser und einer Grundplatte von 140 × 150 cm. Der Druck auf die Unterlage aus den senkrechten Kräften berechnet sich sowohl beim festen als auch beim beweglichen Auflager zu 43,4 kg/cm²; bei Berücksichtigung auch der wagerechten Kräfte ergibt sich beim festen Auflager eine größte Randspannung von 69,7 kg/cm² (Abb. 16).

Das feste Auflager ist in einem Stück hergestellt.

Den Hauptträgern wurde auf Grund der Durchbiegungsberechnung eine Überhöhung von 110 mm gegeben.

Da in den verhältnismäßig seltenen Fällen der Brückenrevision mit Leichtigkeit sowie ohne große Kosten und Zeitverlust leichte Gerüste, die an den Schwellenträgern oder am Zugband angehängt werden, angebracht werden können, wurde von der Anbringung eines besonderen Revisionswagens Abstand genommen, zumal der unter der Brücke hängende Wagen und die Laufschienen, die er notwendig hat, zur Verschönerung des Brückenbildes nicht beitragen würden. Dasselbe gilt auch für Vorkehrungen zur Revision der Gurtungen.

Für die Bearbeitung der Lechbrücke bei Hochzoll war außer der Beachtung der allgemeinen Grundsätze, die in den „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St 48" niedergelegt sind, vorgeschrieben, daß die Brücke im Zulageverfahren ausgeführt werden müsse. Dieses Arbeitsverfahren wird bei den für das bayerische Netz der Reichsbahn zur Ausführung kommenden Eisenbahnbrücken allgemein verlangt. Es besteht in der Hauptsache darin, daß die Träger in der Werkstätte in einer wagerechten Ebene unter Beachtung der vorgeschriebenen Überhöhung zusammengelegt werden (Abb. 17). Die aufeinanderliegenden Lagen Deckflacheisen oder Stegbleche und Winkeleisen werden alsdann gemeinschaftlich gebohrt, wodurch genau aufeinanderpassende

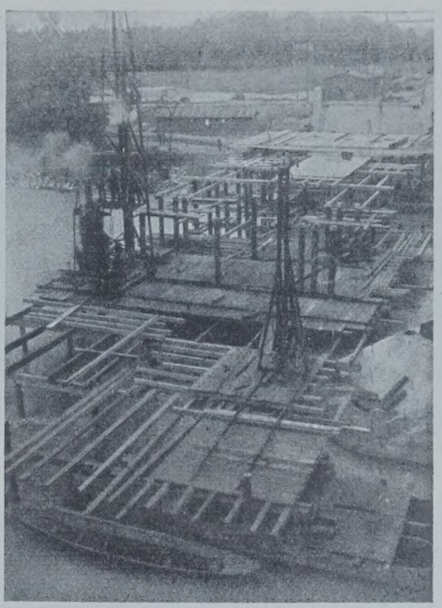


Abb. 21.

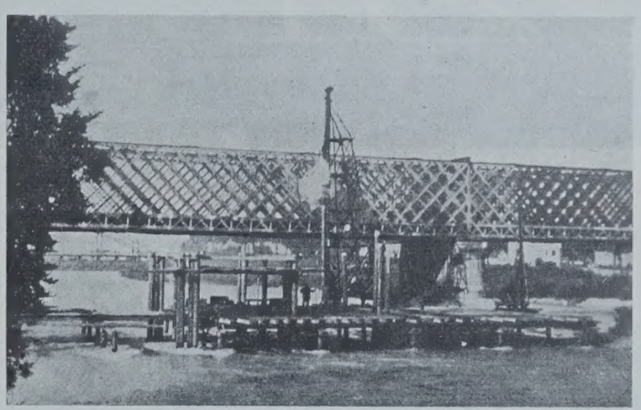


Abb. 19.

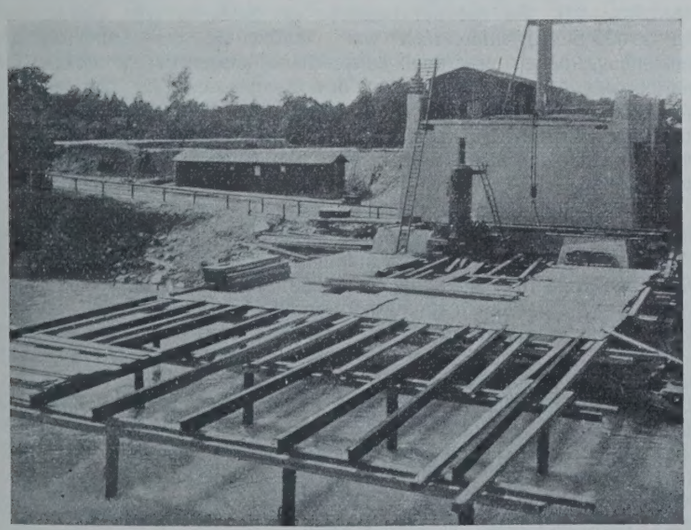


Abb. 18.
Herstellung eines Rammpodiums zur Aufstellung der Ramme.

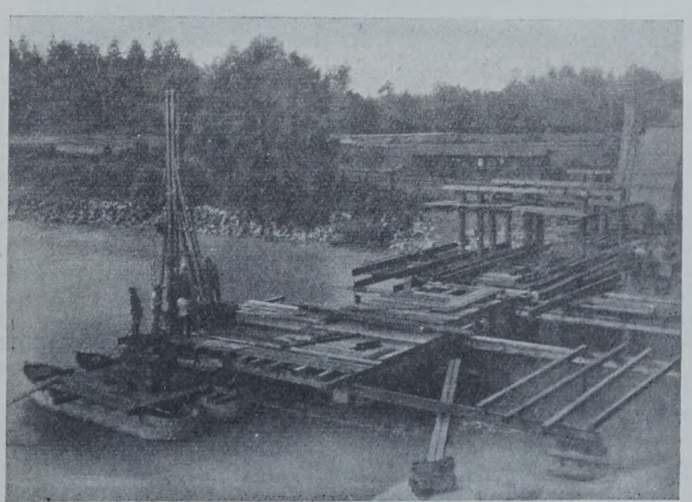


Abb. 20.
Abb. 19 bis 22. Verschiedene Arbeitsabschnitte in der Herstellung des Rammpodiums und der Hauptrüstung.

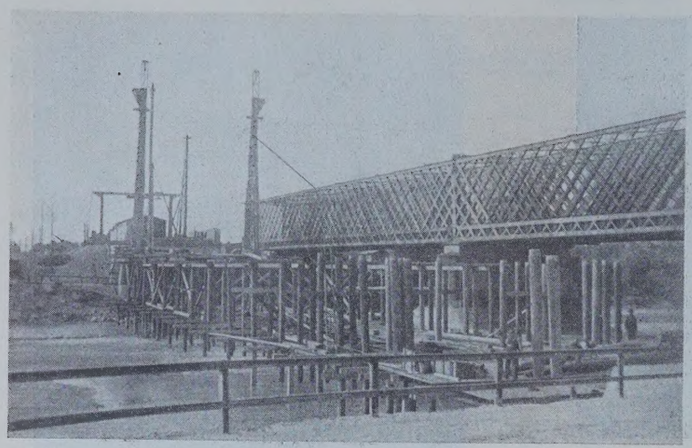


Abb. 22.

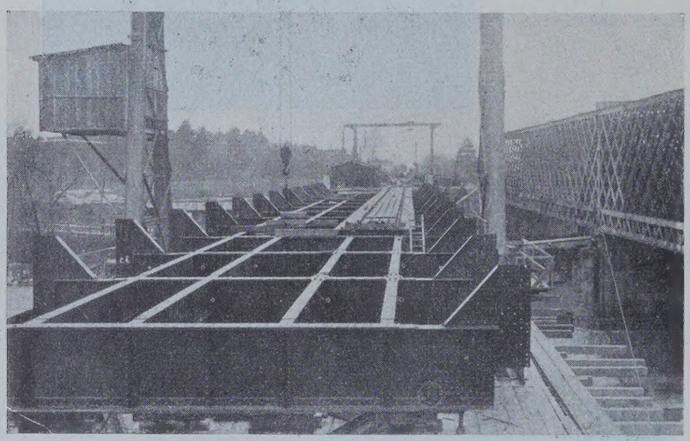


Abb. 23. Verlegen der Fahrbahn.

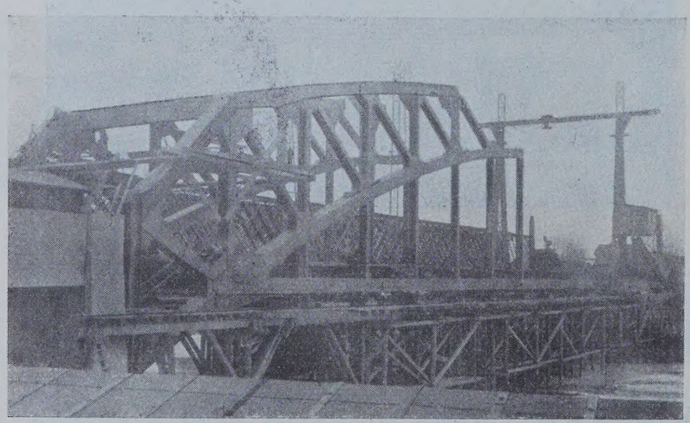


Abb. 24. Aufstellung der Bogenträger.

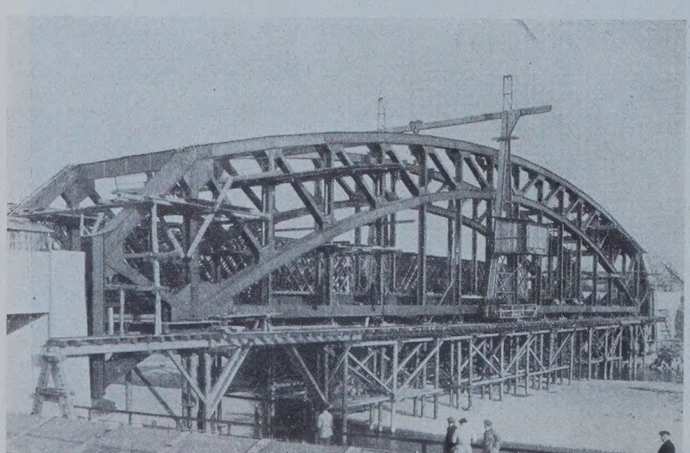


Abb. 25. Aufstellung der Bogenträger.

Löcher und glatte Lochwände erzielt werden. Zu starke Beanspruchungen einzelner Teile, die beim Zusammenbau der nach dem Schablonierverfahren hergestellten Konstruktionsteile infolge des Zusammenziehens der Querschnittelemente mittels Fangedorne leicht entstehen, werden beim Zulageverfahren ausgeschaltet. Hierdurch wird das Freibleiben der Konstruktion von nicht berechenbaren Montagespannungen gewährleistet. Es konnte beim Bau der Lechbrücke festgestellt werden, daß beim Zusammenfügen der einzelnen Montagestücke die zusammengehörigen Bohrungen ohne Aufreibung genau aufeinander paßten.

Von der Brückenbauanstalt wurde die Baustelle am 10. August 1925 eröffnet. Die Montage geschah auf einer gerammten Rüstung mit Hilfe eines Montagewagens von 17 m Höhe und 15 t Tragkraft. Da einerseits der Wasserstand des Lech ständig wechselte, anderseits das Flußbett viele Sandbänke und seichte Stellen aufweist, mußte erst mit einer Hilfsrüstung ein Rammpodium (Abb. 18 bis 22) geschaffen werden, das zum Aufstellen einer Ramme von 1200 kg Bärgewicht diente und zum Schlagen der Pfähle für die Hauptrüstung, bestehend aus 13 Jochen mit 103 Pfählen, verwendet wurde. Zunächst wurde symmetrisch von der Mitte aus die Fahrbahn einschließlich Zugband und unterem Windverband (Abb. 23), jedoch ohne die Endfelder an den beiden Widerlagern, verlegt. Die Endfelder der Fahrbahn konnten erst eingebaut werden, nachdem die Endstücke des Brückenbogens aufgestellt waren. Die für Brückenmitte errechnete Gesamtüberhöhung von 110 mm wurde bei der Verlegung des Zugbandes und der Fahrbahntafel um etwa 30 mm vergrößert. Es wurde hierdurch eine kleine Erweiterung der Lücken, die die Bogenschlußstücke beider Gurtungen aufzunehmen haben, erreicht und deren Einbau erleichtert. Die Montage der Bogen wurde von beiden Widerlagern aus nach der Mitte zu vorgetrieben (Abb. 24). Am 11. Januar 1926 konnte der Überbau geschlossen werden (Abb. 25). Sämtliche Stöße und Anschlüsse blieben jedoch verschraubt, bis nach Einfügung der Schlußstücke der Überbau durch Ablassen der Hebeschrauben auf das genaue Nivellement mit 110 mm Überhöhung in Brückenmitte gesetzt war. Nunmehr wurden die Stöße der Gurtungen und des Zugbandes, die Anschlüsse der Pfosten und Streben sowie der Querträger vernietet.

In Berücksichtigung der durch Freihängung der Brücke eintretenden bleibenden Krümmungsänderung bezw. Längenänderung des Zugbandes wurden die Löcher für die Anschlußnieten sowohl in den Schienenträgerenden als auch in den abstehenden Schenkeln ihrer an die Querträger angenieteten Anschlußwinkel im Werk um 1 mm enger gebohrt. Nach Freihängung der Brücke wurden diese Löcher zum Ausgleich der eingetretenen gegenseitigen Verschiebungen maschinell auf richtiges Maß gemeinsam aufgerieben. Aus dem gleichen Grunde wurden auch die Anschlüsse der Kontinuitätsplatten der Schienenträger, ferner der Verbindungen des Schlingerverbandes und der Streben des Hauptwindverbandes mit den Querträgern im Werk um das gleiche Maß enger gebohrt und erst nach Freihängung der Brücke aufgerieben. Es waren diese Löcher die einzigen, die nicht schon in der Werkstätte auf genaues Maß gebohrt wurden.

Am 25. Februar fand die Freihängung der Brücke durch Ausbau der Hebeschrauben statt. Die hierauf einsetzende Vernietung der Fahrbahntafel war am 5. März beendet. Nach Auswechslung der durch das Brückenüberwachungspersonal der Reichsbahndirektion Augsburg bei der Nachprüfung beanstandeten Niete konnte am 9. März 1926 der letzte Niet an der Brücke geschlagen werden. Die Brücke war damit vollendet (Abb. 26 u. 27). Da auf der Baustelle das Schlagen sehr vieler Niete (rd. 50 000 Stück) erforderlich war, mußte sie vor Aufnahme der Aufstellungsarbeiten maschinell entsprechend ausgerüstet werden. Zum Antrieb des Montagewagens und des Kompressors für die Preßluftnietung wurde ein Anschluß an das elektrische Überlandnetz hergestellt und eigens für den Bau der Brücke eine Transformatorenstation errichtet. Das schwerste Montagestück wog 14 t. Das Gewicht der ganzen Brücke beträgt 965 t.

Der Eisenüberbau der Brücke wurde durch das unter Leitung des Direktors Dr.-Ing. Hans Herrmann stehende MAN-Werk Gustavsburg in der bei diesem Werke altgewohnten sorgfältigen Weise ausgeführt. Der hochwertige Baustahl St 48 zur Ausführung der Brücke entstammt in der Hauptsache der Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Breiteisen, Winkel, Bleche), den Hahnschen Werken in Großenbaum bei Duisburg (Breiteisen) sowie den Rheinischen Stahlwerken in Meiderich (Bleche und Flacheisen). Die Niete aus St 48 wurden von Flender u. Haardt in Siegen bezogen. Sowohl die auf den Hüttenwerken durch die Abnahmeämter vorgenommenen Materialprüfungen als auch die, vor der Verarbeitung auf den Brückenbauanstalten den angelieferten Materialmengen entommenen Stichproben erweisen die vorschriftsmäßige Beschaffenheit des zur Verwendung gelangten Werkstoffes. Die Stahlgußauflagerteile sind von der M A G Elsaß in Bochum geliefert worden.

Auch die in die Hände der Münchener Firma Leonhard Moll gelegten Betonarbeiten sind vorschriftsmäßig durchgeführt worden.

Im Bereich des bayerischen Eisenbahnnetzes ist die neue Lechbrücke bei Hochzoll die erste Brücke aus hochwertigem Baustahl St 48.

Anfangend vom Bau der im Jahre 1835 erbauten, als älteste Bahnlinie Deutschlands bekannten Bahnlinie von Nürnberg nach Fürth sind in Bayern nur mit sehr wenigen Ausnahmen alle Bahnlinien ursprünglich eingleisig erbaut und erst in späteren Jahren zweigleisig ausgebaut worden. Dementsprechend befinden sich auf den Bahnlinien nur eingleisige Eisenüberbauten, deren Entstehungszeiten oft weit auseinanderliegen. Durch die seitwärts der alten Brücke getroffenen Wahl der Baustelle für die neue Brücke bei Hochzoll war es möglich, diese Brücke der Linie München—Augsburg—Ulm zweigleisig auszuführen, wodurch sie als erste zweigleisige Brücke eine Sonderstellung unter den Brücken des rechtsrheinischen bayerischen Bahnnetzes einnimmt. Bezüglich ihrer Stützweite von 91 m ist sie, auch einschließlich der Rheinbrücken[4]), die weitest gespannte Hauptbahnbrücke und wird in Bayern nur von der auf der Nebenbahnlinie Passau—Hauzenberg liegenden durchlaufenden Fachwerkbrücke mit zwei Öffnungen über die Donau von je 110 m Stützweite übertroffen.

Berichtigung: Auf S. 285, r. Sp., Zeile 1 v. o. ist anstatt „mehrstieliger“ zu setzen: „mehrteiliger“.

[4]) Die beiden dem bayerischen Eisenbahnnetz zugehörenden Rheinbrücken bei Germersheim und Ludwigshafen im Bereich der Reichsbahndirektion Ludwigshafen sind ebenfalls zweigleisig. Sie besitzen je drei Öffnungen mit je 90 m Stützweite der Hauptträger.

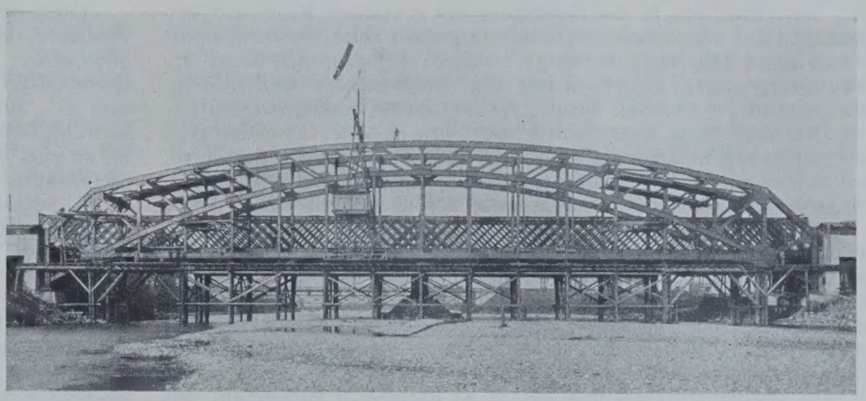


Abb. 26. Einfügen des Schlußstückes im Bogenträger.

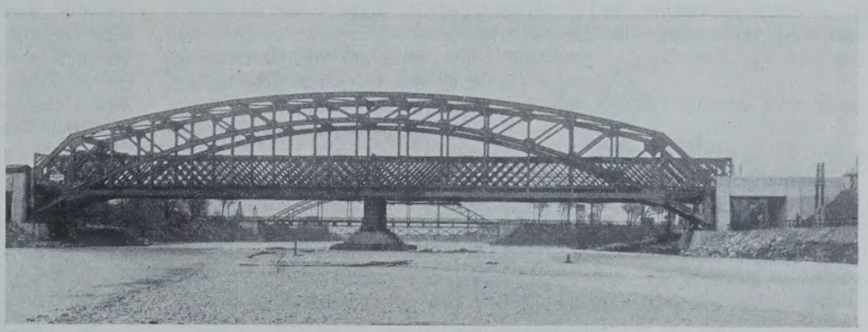


Abb. 27. Gesamtansicht der Brücke nach Entfernung der Unterrüstung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens.

Von Stadtbaurat Dipl.-Ing. **A. Wittinger,** Karlsruhe.

(Schluß aus Heft 21.)

Das Haupteinfuhrgut, 72 % der gesamten Einfuhr zu Schiff, bilden danach auch in Karlsruhe die Kohle und verwandte Brennstoffe, während am Versand zu Wasser Holz am stärksten, mit 85 %, beteiligt ist; bei der Lage des Hafens am Fuße des badischen und württembergischen Schwarzwaldes erscheint dies ja natürlich. Die Nachkriegszeit mit ihrer starken Behinderung der Rheinschiffahrt brachte auch dem lange besetzten Karlsruher Rheinhafen starke Verkehrsstockung.

Die Frage, wie sich diese Verhältnisse in der Zukunft gestalten werden, ist gerade für Karlsruhe schwer zu beantworten. Manche Erwägungen sprechen dafür, die Umstellung des Handelshafens in einen Industriehafen noch energischer als bisher zu betreiben.

Nach der zwischen der Stadt Karlsruhe und dem badischen Staat abgeschlossenen grundlegenden „Vereinbarung“ soll der zu erbauende neue Hafen „vornehmlich zum Umschlag der Güter, . . . aber auch dazu dienen, daß sich im Hafengebiet oder in dessen Nähe industrielle Anlagen ansiedeln können, für welche nach der Art ihres Betriebes die nahe Lage bei der Eisenbahn und der Wasserstraße von besonderer Bedeutung ist“. Es sind denn auch heute am Karlsruher Hafen Industrieanlagen aller Art vorhanden, die in normalen Zeiten zusammen etwa 300 Beamte und 2000 Arbeiter beschäftigen. Wenn es gelingt, weitere, möglichst viele Rohstoffe verbrauchende Industriebetriebe dort anzusiedeln, wird die Grundlage für die Entwicklung des Karlsruher Rheinhafens gefestigt und verbreitert werden.

Der Krieg und dessen unheilvolle Nachwirkungen trafen das Wirtschaftsgebiet Karlsruhe besonders stark. Es verlor seine Eigenschaft als Fürstensitz und Garnison und rückte in nächste Nähe der neuen französischen Grenze (vergl. Karte Abb. 1). Dadurch wurde die bis dahin stetig aufwärts steigende Kurve der wirtschaftlichen Entwicklung plötzlich stark abgebogen. Karlsruhe sieht sich infolge der neuen Lage gezwungen, im Gegensatz zur bisherigen Entwicklung, Handel und Verkehr, Gewerbe und Industrie nunmehr fast allein zur treibenden Kraft seiner Weiterentwicklung zu machen.

Wie das Schaubild Abb. 5 (obere Kurve) zeigt, ist das im Hafen verfügbare Umschlag- und Industriegelände fast alles vergeben. Auch außerhalb des Hafens steht erschlossenes Industriegelände in nennenswertem Umfange nicht mehr zur Verfügung. Allerdings macht sich natürlich die derzeitige Krise in Handel und Industrie auch am hiesigen Platz in schärfster Weise fühlbar, und infolgedessen ist die Nachfrage nach Plätzen zurückgegangen. Nach allen Anzeichen und Erfahrungen wird sich jedoch nach Wiedereintritt einigermaßen besserer Wirtschaftsverhältnisse diese Nachfrage stark beleben. Für diesen Zeitpunkt muß die Stadtverwaltung gerüstet sein, wenn sie sich nicht dem Vorwurf aussetzen will, eine Möglichkeit zur Wiederbelebung und Stärkung ihrer wirtschaftlichen Kraft nicht ausgenutzt zu haben.

So ist denn die Stadt Karlsruhe entschlossen, sobald die Verhältnisse auf dem Geldmarkt dies gestatten, den schon lange fertiggestellten und von der Bürgerschaft genehmigten Entwurf für den Bau eines weiteren (5.) Beckens zu verwirklichen.

Schon bei den vorbereitenden Erörterungen für den Entwurf des zuletzt gebauten (4.) Beckens war die Frage zu entscheiden, ob dieses auf der Nord- oder Südseite des Stichkanals anzulegen sei. Für die schließliche Wahl des Südufers auch für das neue (5.) Becken waren weniger Gründe technischer Art maßgebend, diese lagen vielmehr hauptsächlich auf dem Gebiete der Gemeindepolitik und der Verwaltung, weshalb deren Darlegung hier wohl unterbleiben kann. Die Planungsarbeiten für dieses neue Becken wurden noch während der Bauausführung des letzten aufgenommen und führten zu dem Entwurf, der heute noch gilt und der Ausführung zugrunde gelegt werden soll.

Wie schon erwähnt, muß das ganze Hafengebiet zum Schutze der umgebenden Niederung durch einen Hochwasserdamm eingefaßt sein, dessen Krone auf 9,6 am Pegel auch das höchste bisher bekannte Hochwasser von 1817 um rd. 80 cm überragt und im Westen an das bestehende Deichsystem des Rheins, im Osten an das Hochufer beim Stadtteil Daxlanden oder an den Hochwasserdamm der Alb anzuschließen ist. Dieser Damm muß errichtet werden, bevor bei Beginn der Baggerarbeiten für das eigentliche Becken der Damm auf dem Südufer des Stichkanals durchbrochen wird. Seine Linienführung ist in der Hauptsache gegeben durch die Lage des späteren (6.) Beckens, an dessen Nordufer er entlang läuft, um dann in gebrochener Linie, die durch die vorgesehene Sammelgleisgruppe bedingt ist, das Hochufer zu erreichen. Der naheliegende Versuch, den neuen Ringdamm sofort so anzulegen, daß seine Verlegung beim Bau weiterer Becken vermieden würde, scheiterte daran, daß die Erwerbung des erforderlichen Geländes nicht in vollem Umfange gelang und eine Enteignungsbefugnis hierfür nicht zu erlangen war.

Dieser Teil der Bauarbeiten für die Hafenerweiterung kam bereits im Jahre 1919/20 unter Verwendung von Erwerbslosen zur Ausführung. Die erforderlichen Erdmassen, etwa 42 000 m³, wurden, soweit das Grundwasser dies zuließ, ohne Verwendung von Maschinen dem zukünftigen 5. Becken entnommen. Um auch weiterhin den Zugang zu den innerhalb des Dammes liegenden, an Daxlander Landwirte verpachteten Äckern zu ermöglichen, mußte für den dahin führenden Feldweg eine Lücke offen gelassen werden, die vor Beginn der Baggerarbeiten zu schließen

ist. Die Fähre, die in der Fortsetzung des erwähnten Weges den Verkehr nach den nördlich des Stichkanals liegenden Feldern vermittelte, ist schon länger stillgelegt, da dieses Gelände restlos in den Besitz der Stadt übergegangen ist. Beim Bau des neuen Beckens wird auch die Anlegenische der Fähre im Südufer des Stichkanals beseitigt werden.

Das vorgesehene Becken unterscheidet sich in seiner Gestaltung nicht wesentlich von den bestehenden. Es läuft parallel dem 4. Becken so, daß zwischen beiden eine Landzunge von 221 m Breite verbleibt. Seine Länge wird rd. 1200 m betragen, seine Sohlenbreite auf 0,0 am Pegel (98,60 + NN) 70 m. Die Ufer sind 1 : 1,85 abgeböscht und durch Sandsteinpflaster gesichert; auf 4,0 am Pegel ist eine 0,75 m breite Berme zwischengeschaltet. Die am neuen Becken liegenden Industrieplätze sollen auf der Nordseite eine nutzbare Breite von 120 m, auf der Südseite von 60 m erhalten und landwärts an 12 m breite Straßen grenzen; zwischen Plätzen und Umschlagufer ist ein 14,5 m breiter Streifen für je drei Bahngleise vorbehalten (Abb. 2 u. 3).

Gleichzeitig mit der Anlage des neuen Beckens ist vorgesehen, den Stichkanal, dessen Sohle heute auf 0,0 am Pegel 20 m breit ist, vorläufig auf eine Länge von rd. 900 m westlich des 4. Beckens um 60 m nach Süden zu verbreitern. Dadurch soll insbesondere erreicht werden, daß auch die Stichkanalufer für den Güterumschlag benutzt werden können; gleichzeitig werden aber dadurch

Einige Schwierigkeiten bietet dagegen die schon früher kurz erwähnte Federbach, die das später vom Gebiete des neuen Beckens in Anspruch genommene Gelände quer durchschneidet und unter dem Stichkanal in einem Dücker hindurchfließt. Unter der Voraussetzung, daß auf der Südseite des Stichkanals weitere Becken angelegt werden, erscheint das Nächstliegende die Verlängerung des bestehenden Dückers um etwa 500 m unter dem verbreiterten Stichkanal, der Auffüllung und dem neuen Becken hindurch bis südlich des neuen Hochwasserdammes (bei Punkt P des Lageplans Abb. 2). Diese Lösung scheitert jedoch daran, daß das zur Verfügung stehende Gefälle des Baches 1 : 1800 hierzu nicht ausreicht.

Bei dem bestehenden Dücker beträgt bei mittleren Wasserständen der Gefällverlust etwa 40 cm. Dieser berechnet sich jedoch für den auf etwa 590 m verlängerten Dücker auf rd. 2,80 m, d. h. das zufließende Federbachwasser würde durch den Dücker südlich des Hochwasserdammes um mehr als 2 m aufgestaut werden und würde weite Strecken der fruchtbaren Niederung unter Wasser setzen.

In eingehenden Untersuchungen, die nach der eben skizzierten Erkenntnis darauf hinausliefen, die Federbach so zu verlegen, daß eine Unterfahrung des neuen Beckens und der Auffüllung vermieden wird, wurde folgende Lösung als die technisch und wirtschaftlich beste erkannt: Die Federbach wird in das neue Becken geleitet. Sie wird zu diesem Zweck von der Kreuzungsstelle mit dem Hochwasserdamm an in einem Betonrohr, Maulprofil 1,0/1,0, Gefälle 1 : 1800, geführt. In diesem fließt

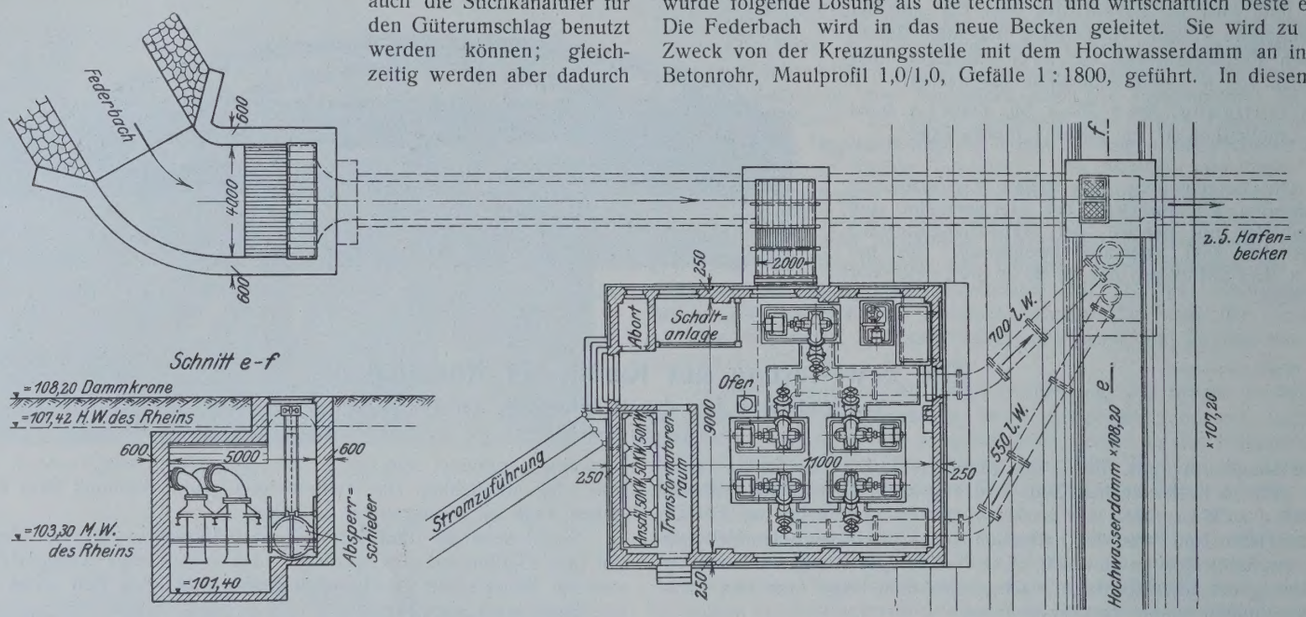


Abb. 6. Federbach-Pumpwerk (bei Punkt Pw im Lageplan Abb. 2).

die heute durch den Wellenschlag entstehenden Uferbeschädigungen vermindert, und es wird leichter sein, die Wasserfläche eisfrei zu halten.

In der Tiefenlage der Sohle weicht das neue Becken von den bisher bestehenden ab; sie ist ebenso wie in der Verbreiterung des Stichkanals 1,5 m tiefer als in jenen, kommt also auf — 1,5 am Pegel (97,10 + NN) zu liegen.

Zur Herstellung des Beckens und zur Verbreiterung des Stichkanals müssen rd. 0,520 + 0,600 = 1,12 Mill. m³ gebaggert werden. Mit diesen Massen können etwa 370 000 m² Gelände um durchschnittlich 3 m auf 107,20 + NN aufgefüllt werden. Von der so gewonnenen hochwasserfreien Fläche entfallen 105 000 m² auf Straßen- und Gleisanlagen, einschließlich rd. 45 000 m² für die schon erwähnte Sammelgruppe. An Industrieplätzen verbleiben etwa 265 000 m², von denen 180 000 an Umschlagufer stoßen. Ein Teil dieser Plätze liegt am Nordufer des später herzustellenden Beckens 6, erhält also vorläufig nur Gleisanschluß nach dem Umschlagufer am Stichkanal und 5. Becken.

Das Erweiterungsgebiet erhält Kanalisation zur Beseitigung der Abwasser, ausschließlich Fäkalien. Diese werden wie beim 4. Becken getrennt abgeführt. Niederschlag- und reine Fabrikabwässer werden in kurzen Stichkanälen unmittelbar ins neue Becken geleitet, die Schmutzwässer dagegen fließen dem bestehenden Sammler zu, der unterhalb des Hafengebietes in die Alb mündet. Deren Aufnahmefähigkeit ist jedoch nach Durchführung der jetzt vorgesehenen Hafenerweiterung erschöpft, so daß bei weiterer Ausdehnung des Hafens eine andere Lösung gefunden werden muß, zumal ja die jetzige Lösung, bei der, wie erwähnt, die Abschwemmung der Fäkalien ausgeschlossen ist, auf die Dauer nicht befriedigen kann. Es wird keine andere Möglichkeit geben, als daß späterhin das Schmutzwasser aus dem Hafengebiete in den etwa 5 m höher liegenden Hauptsammelkanal der städtischen Kanalisation hochgepumpt und in diesem nach dem Rhein abgeführt wird.

Die Versorgung des neuen Hafengebietes mit Wasser, Gas und Elektrizität schließt sich den entsprechenden Leitungen des bestehenden Gebietes an und gibt daher zu besonderen Bemerkungen keinen Anlaß.

das Federbachwasser mit freiem Gefälle zum Becken ab, solange der Rheinwasserspiegel nicht höher steht. Ist dies der Fall, so muß es hochgepumpt werden. Dies geschieht in einem am südlichen Fuße des Hochwasserdammes errichteten Pumpwerk, das imstande ist, auch das stärkste Federbachhochwasser über den höchsten Rheinwasserstand hochzuheben, und das so arbeitet, daß der Wasserstand in der Federbach nie die Mittelwasserhöhe (103,30 + NN) überschreitet (Abb. 6). Sobald also der Rheinwasserstand so hoch steigt, daß er diese Höhe des Federbachwassers erreicht, wird der Kanal zum 5. Becken durch einen Schieber wasserdicht verschlossen, und das Pumpwerk in Betrieb gesetzt. Die Wasserführung der Federbach schwankt zwischen rd. 120 l/Sek. bei Wasserklemme, 300 bis 500 l/Sek. bei Nieder- und Mittelwasser und rd. 1000 l/Sek. bei Hochwasser. Im Pumpwerk werden fünf Pumpenaggregate von je 250 l/Sek. Leistung installiert, von denen bei größter Wasserführung vier betrieben werden müssen, während die fünfte in Reserve steht. Dieser Fall tritt jedoch nur sehr selten ein, gewöhnlich genügen zwei, höchstens drei Pumpen. Dem Mittelwasserstand von 103,30 in der Federbach entspricht ein Rheinwasserstand am Pegel Maxau von 4,57, der an durchschnittlich 123 Tagen im Jahr überschritten wird, also den Betrieb des Pumpwerkes erfordert.

Die Steuerung des Abschlußschiebers und die Inbetriebnahme der Pumpen soll durch Fernschaltung geschehen, die von der möglichst nahe (im Stadtteil Daxlanden) gelegenen Wohnung des Pumpenwärters aus betätigt wird. Die betriebsfertige Herstellung des Pumpwerkes ist eine Voraussetzung für den Beginn der Baggerarbeiten für das neue Becken, durch die der Hochwasserdamm am Stichkanal durchbrochen und das Niederungsgelände dem Rheinhochwasser ausgesetzt wird, das durch die Federbach auch in das Gebiet südlich des neuen Hochwasserdammes vordringen könnte. Daher wurden seinerzeit gleichzeitig mit dem neuen Hochwasserdamm auch der Rohrkanal für die verlegte Federbach und das Fundament des Pumpwerkes hergestellt und die erforderliche Maschineneinrichtung beschafft.

Der bestehende Dücker und dessen Zuleitungsrohr wird, soweit die Verbreiterung des Stichkanals dies erfordert, im Lauf der Bauarbeiten entfernt, der alte Bachlauf da, wo er in die Auffüllung zu liegen kommt, zugeschüttet werden.

Die geschilderte Lösung erscheint auch dann als die vorteilhafteste, wenn später weitere Hafenbecken hergestellt werden sollten, die eine Umleitung der Federbach in diese neuen Becken und eine Verlegung der Pumpanlage erfordern.

Wie bereits dargelegt wurde, ist das Hafengebiet bisher durch eine eingleisige Bahn nach Karlsruhe-Westbahnhof mit dem Reichsbahnnetz verbunden. Da dieser nur rd. 1100 m vom Hafen entfernt ist, jedoch 7 m höher liegt als dessen Planum, weist die Hafenbahn erhebliche Steigungen auf (665 m mit 1 : 100). Mit der Bewältigung von etwa je 450 ankommenden und abgehenden Wagen, je etwa 18 Zügen täglich in beiden Richtungen war diese Hafenbahn im Jahre 1913 am Ende ihrer Leistungsfähigkeit angekommen. Der weitere Ausbau des Hafens bedingt daher die Anlage einer zweiten Hafenzufahrt. Da eine Erweiterung der bestehenden Hafenbahn durch ein zweites Gleis aus verschiedenen Gründen nicht angängig ist, muß eine neue, ganz getrennte Linienführung gewählt werden. Diese neue Hafenbahn soll gleichzeitig mit dem Bau des 5. Beckens ausgeführt werden, nachdem der Unterbau als Notstandsarbeit bereits vor einigen Jahren hergestellt wurde. Sie trennt sich bereits beim Westbahnhof von der bestehenden Hafenbahn, zieht in einem Gefälle von 1 : 200 bis 1 : 250 unmittelbar östlich der Alb entlang und überschreitet diese gegenüber dem 5. Becken. Hier zweigen zunächst die Gleise nach diesem Becken und eine Verbindung nach dem bestehenden Hafenteil und der ersten Hafenzufahrt ab. Dann mündet die neue Bahn in die mehrfach erwähnte, neu anzulegende Gleisgruppe, die dem Verschub- und Abstelldienst für das 5. und die etwa noch folgenden Hafenbecken auf der Südseite des Stichkanals dienen soll. Ob etwa gleichzeitig zur Entlastung der bestehenden Hafenbahn auch das 4. Hafenbecken an die neue Zufahrt angeschlossen werden soll, unterliegt zurzeit noch der Prüfung.

Die erheblichen Schwierigkeiten, die gerade die Lösung dieser Frage und überhaupt die Anlage einer zweiten Hafenbahn mit Sammelgruppe bietet, greifen weiter und sind eng verknüpft mit anderen Problemen, die im Rahmen des zurzeit bearbeiteten Generalbebauungsplans für Karlsruhe und Umgebung, namentlich im Zusammenhang mit der dringend notwendigen Umgestaltung der Bahnanlagen im Westen und Südwesten der Stadt Karlsruhe, sich aufdrängen.

Der Hafen stößt unmittelbar an den Fuß des Hochufers und reicht, wie schon erwähnt, auf wenige hundert Meter an den etwa 7 m höher gelegenen Stadtteil Mühlburg heran. Das Zwischengelände auf dem Hochgestade ist großenteils auch heute schon besiedeltes Industriegebiet, dessen Erweiterung nach Norden vorgesehen ist. Bahnanschluß besteht vom Westbahnhof her und von den durch dieses Gebiet nach Norden und Westen ziehenden Bahnlinien. Die Lage der Stadt Karlsruhe quer durch die Rheinebene bedingt, daß allein die schmalen, noch nicht verbauten Geländestriche östlich und westlich der Stadt für die Durchführung der stark belasteten Landstraßen und Bahnlinien der Nord-Süd-Richtung in Frage kommen, die natürlich sowohl mit den Verkehrsmittelpunkten der Stadt, mit dem Hafengebiet und insbesondere auch mit den linksrheinischen und den württembergischen Wirtschaftsgebieten in guter, leistungsfähiger Verbindung stehen müssen. Die Erfüllung dieser Bedingungen würde sehr erleichtert, wenn das Hafengebiet einige hundert Meter weniger weit nach Osten vorgeschoben wäre. Dadurch wäre nicht nur die Möglichkeit gegeben, vor allem die erforderlichen Hafenbahnen ungezwungener anzulegen und zweckentsprechender auszubauen; auch die Umgestaltung der gesamten Bahnanlagen, die Entwicklung der erforderlichen Sammel- und Verschiebegruppen und die Aufschließung des neuen Industriegebiets würden erheblich weniger Schwierigkeiten bieten. Immerhin wird es durch geschickte Umgestaltung der bestehenden Verkehrsanlagen wohl gelingen, auch von der Landseite her alle Bedingungen zu schaffen, die eine gute Weiterentwicklung des Hafens erwarten lassen.

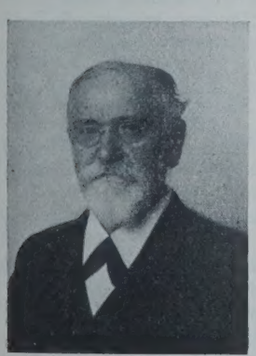
Die grundlegende Planung des weiteren Hafenausbaues steht heute, nach der geschilderten Änderung in der wirtschaftlichen Lage der Stadt Karlsruhe, die es nahelegt, mehr als bisher die Industrie als Grundlage der Hafenentwickung anzustreben, an einem gewissen Wendepunkte.

Das erwähnte Industriegelände auf dem Hochgestade entspricht den Bedingungen, wie sie von der anzusiedelnden Industrie gestellt werden, in bester Weise; das Gelände liegt heute, großenteils im Eigentum der Stadt, als unberührtes Ackerfeld da, verlangt verhältnismäßig geringe Aufschließungskosten und kann daher billig zur Verfügung gestellt werden. Dagegen bietet das eigentliche Hafengelände in der Rheinniederung in dieser Hinsicht insofern Schwierigkeiten, als es, wie früher erläutert, durchschnittlich etwa 3 m aufgefüllt werden muß, um Plätze zu schaffen, die vor den Einwirkungen des Grund- und Hochwassers geschützt sind. Der verhältnismäßig erheblich größere Geländebedarf der Industrie gegenüber den im Umschlag- und Handelshafen angesiedelten Betrieben legt daher den Gedanken nahe, eine Herabsetzung der Geländekosten dadurch zu versuchen, daß das Hafenplanum weniger hoch gelegt, und der Hochwasserschutz auf andere Weise gewährleistet wird.

Für die Verwirklichung dieses Gedankens ergeben sich verschiedene Möglichkeiten, die zurzeit bearbeitet und in Verbindung mit der Aufstellung eines Generalbebauungsplans einer grundsätzlichen Klärung entgegengeführt werden.

Vermischtes.

Präsident Geyer achtzig Jahre alt. Oberhofbaurat Geyer, Präsident der Akademie des Bauwesens, vollendete am 17. Mai d. J. in geistiger und körperlicher Frische seinen 80. Geburtstag. Wohl selten ist es einem Manne vergönnt gewesen, sein ganzes Leben einem Berufe zu widmen, der ihn mit Befriedigung und Stolz erfüllt hat. Über ihm strahlte ein glücklicher Stern, der ihm nach einigen Umwegen über das mathematisch-naturwissenschaftliche Studium den richtigen Weg wies. 1885 auf Vorschlag seines von ihm hochverehrten Lehrers Persius als Hofbauinspektor angestellt, wurde er 1896 Hofbaurat und 1909 Oberhofbaurat und damit (von 1909 bis 1921) Direktor der Kgl. Schloßbaukommission. Was in der Zeit seiner dienstlichen Tätigkeit von ihm geleistet worden ist, hat G. in fünf Studien „Zur Baugeschichte des Schlosses Berlin“ im Hohenzollern-Jahrbuch bereits 1897, 1898 und 1903 veröffentlicht. Bedeutete doch der Umbau des Weißen Saales allein einen Lebensabschnitt voller Tatkraft und höchster Anspannung. So erfüllt sich auch hier, was ein Pharao schon 2000 Jahre v. Chr. ausgesprochen hat: „Bei jedem Werke des Menschen streckt sich die Zunge hervor; aber wer Hand anlegt, der bringt es zustand.“



Oberhofbaurat Geyer wurde 1909 Mitglied der Akademie des Bauwesens, die ihn nach einstimmiger Wahl der Mitglieder wiederholt zu ihrem Präsidenten ernannte.

Nach Auflösung des Oberhofmarschallamtes hielt es Oberhofbaurat G. für seine Pflicht, sich der Krongutsverwaltung in besonders wichtigen Fällen für die Bauangelegenheiten als Gutachter zur Verfügung zu stellen.

Dr.-Ing. E. h. de Grahl.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Mai ausgegebene Heft 9 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. R. Heiligenthal: Die Zonung Berlins.

Verein Deutscher Kalkwerke E. V. Die 36. Hauptversammlung findet am 1. Juni, vormittags 9 Uhr, in Breslau, Savoy-Hotel, Tauentzienplatz 12/13, statt.

Es werden folgende Vorträge gehalten: Gewährleistung für Mahlfeinheit und Gehalt bei Kalkdüngemitteln, Bericht des Forschungsausschusses für Bodenkalkung; Eindeutige Kalkbenennungen, Bericht von Dr.-Ing. chr. J. Schimpf, Magdeburg; Neuere Anschauungen über die Kalkbedürftigkeit des Bodens, Lichtbildervortrag von Privatdozent Dr. A. Gehring, Braunschweig; Die biologische Bedeutung des Kalkes für den Menschen, Vortrag von Ragnar Berg, Dresden; Das Gesetz des Kalkes, Lichtbildervortrag von Direktor Raoul H. Francé, Salzburg.

Am 2. Juni, vormittags 11 Uhr, findet hieran anschließend am gleichen Orte die 10. Gesellschafterversammlung des Deutschen Kalk-Bundes G. m. b. H. statt.

Der Oberbau der Deutschen Reichsbahn. Einem von Dr.-Ing. Dorpmüller beim Schinkelfest des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Berlin am 13. März 1926 gehaltenen Vortrage über „Die Reichsbahn als Bauherr“ entnehmen wir, daß der Oberbau der Deutschen Reichsbahnen 15,4 % des Gesamtanlagekapitals oder rd. 4 Milliarden R.-M. Gesamtwert ausmacht. In der Zeit von 1915 bis 1924 sind durchschnittlich nur 2,75 % der durchgehenden Hauptgleise jährlich erneuert worden; es hätten dagegen 4 % jährlich erneuert werden müssen. Die Überalterung der Gleise muß möglichst bald durch Nachholen der Rückstände in Höhe von 9600 km Gleiserneuerungen beseitigt werden, was 430 Mill. R.-M. besondere Kosten verursachen wird.

Besondere Erwähnung in dem Vortrage fanden die neuen einheitlichen Oberbauformen der Reichsbahn-Gesellschaft.

Der im Jahre 1925 erstmalig verlegte Reichsoberbau auf eisernen Schwellen sieht eine neue Schiene von 49 kg/m Gewicht vor, die, abweichend von den bisher im allgemeinen gebräuchlichen Oberbauformen, ohne Unterlagsplatte auf der verstärkten eisernen Schwelle verlegt wird. Neuerdings werden Versuche angestellt, bei denen als Schienenauflager eine auf die eiserne Schwelle aufgeschweißte Rippenplatte dient, zu deren Verbindung mit der Schiene dieselben Befestigungsteile verwendet werden wie bei dem nachstehend beschriebenen Oberbau auf Holzschwellen.

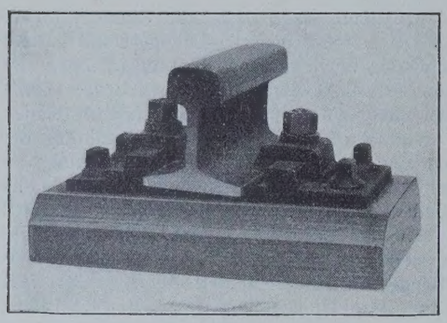


Abb. 1.

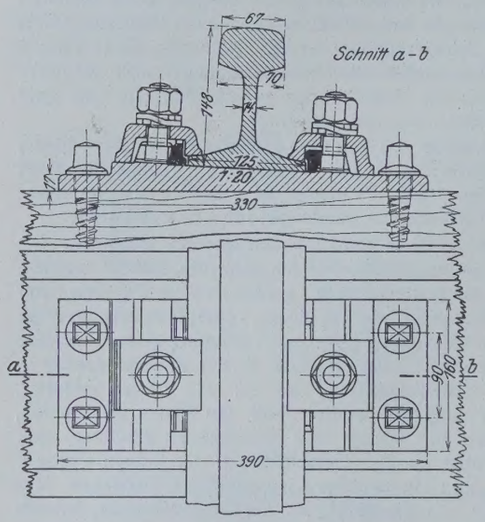


Abb. 2.

Für den in Abb. 1 u. 2 dargestellten neuen Reichsoberbau auf Holzschwellen wird ebenfalls die erwähnte neue Schiene verwendet. Die wesentlichste Neuerung an ihm ist die Trennung der Befestigung zwischen Schwelle und Unterlagsplatte einerseits und Unterlagsplatte und Schiene anderseits. Die mit vier Schwellenschrauben auf der Schwelle befestigte eiserne Unterlagsplatte hat zwei Rippen, zwischen denen der Schienenfuß ein festes, gegen seitliches Ausweichen gesichertes Lager findet. In senkrechter Richtung wird die Schiene durch die beiden Klemmplatten festgehalten, die durch in die Rippen eingreifende Hakenschrauben verankert sind. Zur Regelung der Spurweite in Gleisen mit erweiterter Spur dienen die zwischen Plattenrippe und Schienenfuß eingefügten Spurregler verschiedener Formen und Abmessungen. Der neue, in seiner Anordnung zunächst noch als Versuchsform zu betrachtende Oberbau wird bereits im laufenden Jahre erstmalig verlegt werden.

Hafenbauten in Bremerhaven. Im Anschluß an die Veröffentlichung in der „Bautechnik" 1926, Heft 4, S. 56, betr. Hafenbauten in Bremen sei

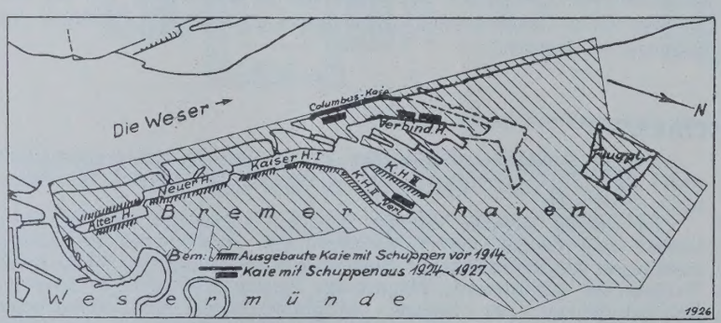


Abb. 1.

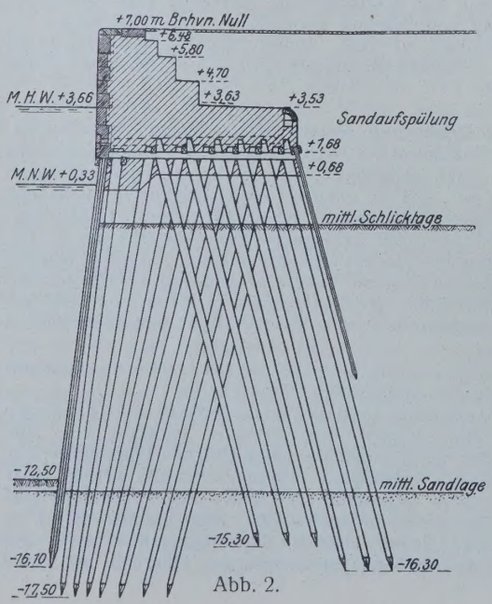


Abb. 2.

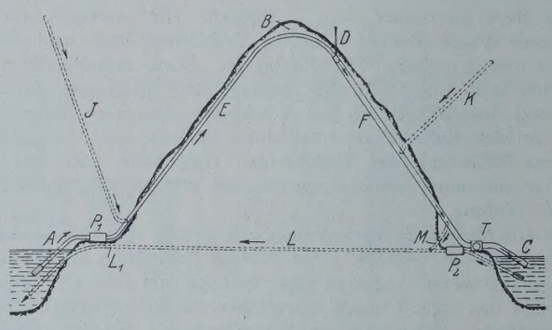
mitgeteilt, daß zur Aufnahme der größten Fracht- und Fahrgastdampfer bis zu einem Tiefgange von 12 m in den bremischen Häfen (Abb. 1) in den Jahren 1924 und 1925 in Bremerhaven am Weserstrom der rd. 1000 m lange Columbuskai erbaut wurde, der in diesem Jahre eine neuzeitliche Bahnhofanlage für die Fahrgäste erhalten wird. Die massive Kaimauer ist, wie Abb. 2 zeigt, auf hochliegendem hölzernem Pfahlrost gegründet. Die Wassertiefe vor ihr bei NW ist 12,5 m. Um den Fahrgästen auch eine Flugverbindung mit dem Binnenlande zu gewähren, ist im Hafengebiet ein Flugplatz im Bau, der Mitte 1926 der Benutzung übergeben werden kann. Für den zunehmenden Verkehr der auf bremische Häfen laufenden Schiffe ist am Verbindungshafen im Jahre 1925 ein 200 m langer und 61,5 m breiter Kaischuppen gebaut. Im laufenden Jahre wird dort ein weiterer 142 m langer Kaischuppen fertiggestellt. Eine Verlängerung des Kaiserhafens II unter Ausbau des Westkais in 380 m Länge ist begonnen. Sie soll 1927 einschließlich eines Kaischuppens von 200 × 61,5 m fertiggestellt sein.

Zur Sicherung der Ausnutzung des „Alten Hafens", dessen jetzige einzige Zugangschleuse überaltert ist, ist ein Verbindungskanal zwischen „Altem Hafen" und „Neuem Hafen" von 12,5 m Breite in der Ausführung begriffen. Der Straßen- und Eisenbahnverkehr soll hier durch je eine Klappbrücke überführt werden. T.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Wasserkraftanlage mit künstlichem Hochdruckgefälle (Kl. 84a, Nr. 423 219 vom 11. 6. 1924 von Albert Büsin in Zuoz, Schweiz). Um den Wirkungsgrad solcher Wasserkraftanlagen zu erhöhen, wird ein künstliches Hochdruckgefälle dadurch erzeugt, daß man Wasser über einen Scheitel B hinweg zur Wasserkraftmaschine T fördert, wo das Wasser durch eine Rohrleitung mit aufsteigendem Ast E und absteigendem Ast F aus einem Entnahmebehälter A durch eine Pumpe P_1 über den



Scheitel gedrückt wird. Hinter der Pumpe P_1 wird an den Ast E der Leitung ein Druckwasserrohr J angeschlossen, das durch eine oberhalb des Scheitels B liegende Quelle oder dergl. gespeist und wodurch die Leistung der Pumpe P_1 unterstützt wird. Auch in den Ast F der Hauptleitung wird Druckwasser durch Leitungen K eingeführt. Das Abwasser der Kraftmaschine T wird mittels einer Pumpe P_2 durch eine Rückleitung L in den Entnahmebehälter A zurückgeführt. Eine die Wasserkraftmaschine T und Pumpe P_2 umgehende Leitung M aus dem absteigenden Ast F unterstützt die Wirkung der Pumpe P_2.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Capelle, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), als Vorstand zum E. B. A. 1 Nordhausen, Lohe, bisher bei der R. B. D. Altona, nach Hamburg als Leiter der daselbst neu errichteten Eisenbahn-Bauabteilung, August Scherrer, bisher bei der Bauinspektion Freudenstadt, zur Eisenbahn-Bausektion Horb, Konrad Reichardt, bisher bei der Eisenbahn-Bausektion Horb, zur R. B. D. Stuttgart, Wedell, bisher beim E. A. W. Jena, nach Berlin als Leiter einer Abteilung beim E. A. W. daselbst, Rudolf Lange, bisher beim E. A. W. Witten, zur R. B. D. Erfurt und der Reichsbahnbaumeister Bothe, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Wedau, zur R. B. D. Oppeln.

Überwiesen: der Reichsbahnrat Genzken vom E. A. W. Köln-Nippes zur R. B. D. Köln.

Übertragen: dem Reichsbahnamtmann Schulz zur Wiesch in Erfurt die Leitung des dortigen Bahnbetriebswerks.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnamtmann Preußner, Vorstand des Personalbureaus I bei der R. B. D. Dresden.

Ausgeschieden: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Karl Pirath, Vorstand des E. B. A. 1 Hannover, und der Reichsbahnrat Erich Reuleaux, Vorstand des E. B. A. 6 Berlin, infolge Übernahme von ordentlichen Professuren an Technischen Hochschulen sowie auf eigenen Antrag der Reichsbahnrat Dr. jur. Gießner, bisher Mitglied der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder).

INHALT: Die Kanalisierung der holländischen Maas. — Zur Frage zeitgemäßer Straßenbefestigungen. — Die Lechbrücke bei Hochzoll. (Schluß.) — Die Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens. (Schluß.) — Vermischtes: Präsident Geyer achtzig Jahre alt. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Verein Deutscher Kalkwerke E. V. — Oberbau der Deutschen Reichsbahn. — Hafenbauten in Bremerhaven. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 28. Mai 1926 Heft 23

Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Karl Hetzel,** Bauleiter der Kachletstufe.

Bei Kelheim verläßt die Donau das Gebiet des oberen Jura, durchbricht in nach Norden gerichtetem Lauf eine kurze Kreidezone und biegt oberhalb Regensburg wieder in westöstliche Richtung um, im Norden begleitet von dem hochgelegenen Bruchrande der Gneis- und Granitscholle des Bayerischen Waldes. Auf den abgesunkenen südlichen Schollenteil haben sich im Süden des Flusses die Gesteine des Tertiärs und die diluvialen Anschwemmungen der Alpenflüsse gelegt und die flache ober-

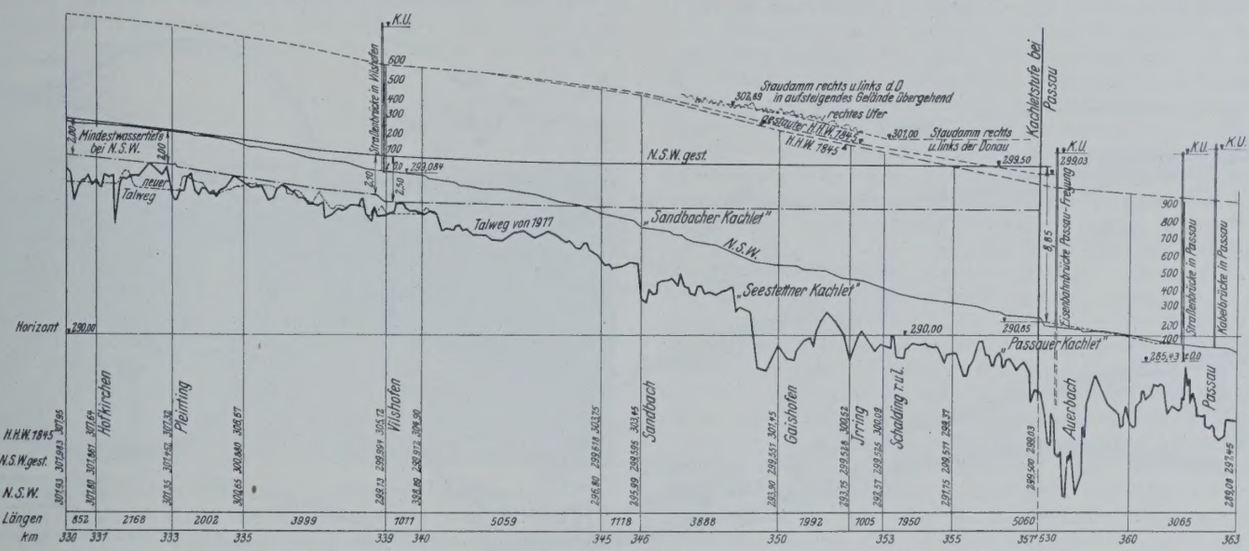


Abb. 1. Übersichtshöhenplan der Kachletstrecke. Donau-km 330 bis 363.

bayerische Hochebene erzeugt, in die die südlichen Zuflüsse der Donau — Laber, Isar, Vils, Inn — bis ins Tertiärniveau eingeschnitten sind. Bei Hofkirchen, rd. 30 km oberhalb Passau, endigt der Längsbruch, der hochgelegene Schollenrand überschreitet im rechten Winkel das Flußtal, der Fluß tritt in die hauptsächlich aus Gneisen bestehende Randzone des Bayerischen Waldes ein, in die er sich im Laufe der Zeiten tief eingenagt hat. In der Flußsohle steht in dieser Strecke meist Fels an, nur in einzelnen Übergangstrecken sind Kiesbänke geringerer Mächtigkeit angeschwemmt. Tiefe Kolke wechseln mit hochliegenden Schwellen, in denen das Geschiebe liegen bleibt und fast jährlich zur Erzeugung genügender Schiffahrtstiefe abgebaggert werden muß.

Das Wasserspiegelgefälle (Abb. 1) beträgt bei NW durchschnittlich 0,4 ‰, verstärkt sich aber in einzelnen Strecken, wo starke Felsbarren Stromschnellen hervorrufen, bis zu 4 ‰. Diese Stromschnellen führen im Volksmunde den Namen „Kachlet", ein Ausdruck, der wohl von dem Stammwort „Hacken" abzuleiten ist und bezeichnen soll, daß die Flußsohle den Eindruck macht, als ob sie zerhackt wäre. Ältere Urkunden schreiben G'hachlet. Man spricht in der bayerischen Strecke von einem Sandbacher Kachlet, einem Seestettener und Passauer Kachlet, in der österreichischen Strecke vom Aschacher Kachlet (Abb. 2).

Abb. 2. Seestettener Kachlet bei Niederwasser. Donau-km 349.

Mächtige, rund geschliffene Felsklötze ragen bis auf Mittelwasserhöhe im Strombett auf und bilden gefährliche Hindernisse für Schiffahrt und Floßverkehr, die von alters her auf der Donau betrieben werden. Die markantesten dieser Felsblöcke führen besondere Namen, in der Nähe der Baustelle z. B. der Hacklstein, der Gänsestein, der Doblstein, nach denen vielfach die später entstandenen Ortschaften am Ufer genannt wurden.

Zweck der im Bau befindlichen Kachletstufe ist die Kanalisierung der bayerischen Kachletstrecke zwischen Vilshofen und Passau auf eine Länge von rd. 25 km, so daß die auf der unteren Donau betriebene Großschiffahrt über Passau hinaus ohne die bisherigen Hemmungen durchgeführt werden kann. Dies wird erreicht durch das Kachletstauwerk 4 km oberhalb Passau, das am Wehr einen Aufstau der Donau um rund 9 m Höhe bei niederstem schiffbaren Wasserstande bewirkt. Durch die Einstauung der Kachletstrecken von Sandbach, Seestetten und Passau wird auf der ganzen Strecke die Mindestfahrwassertiefe von bisher 1,4 m auf 2,5 m, die Mindestfahrwasserbreite von bisher 42 m auf mindestens 80 m erhöht. Auch die jetzt vorhandenen Mindestfahrwassertiefen und -breiten wurden dem Fluß erst durch mühevolle und kostspielige Regulierungsbauten und Felssprengungen, die im Laufe der letzten Jahrzehnte ausgeführt wurden, abgerungen. Die Gefällstufe des Wehres wird durch zwei Kammerschleusen von 230 m Nutzlänge und 24 m Nutzbreite für die Schiffahrt überwunden. Gleichzeitig mit der Errichtung des Stauwerkes und der Schleusenanlagen wird zur Ausnutzung des Gefälles für Wasserkraft eine Kraftanlage eingebaut, die bei einer Ausbauwassermenge von 700 m³/Sek. eine mittlere Leistung von 42 600 PS und eine elektrische Leistung von 250 Mill. kWh im Jahre erreichen läßt.

Die Donau erhält namhafte Zuflüsse von Süden und von Norden. Von Süden die Gebirgsflüsse Iller, Lech, Isar und Inn, von Norden die aus dem Fränkischen Jura kommenden kleineren Flüsse Wörnitz und Naab und den aus dem Urgebirge des Bayerischen Waldes stammenden Regen. Dem Flußcharakter nach ist die Donau mehr als Alpenfluß anzusprechen, ihre hohen Wasserstände treffen auf den Sommer, die Niederwasserstände auf die Wintermonate. Treibeis und mächtige Eisstöße bilden nach langen Kälteperioden eine Gefahr für die Schiffahrt, für die Uferbauten und für die an flachen Ufern liegenden Siedlungen. Bei niederstem schiffbaren Wasserstande beträgt die Wasserführung 300 m³/Sek., das Mittelwasser führt 650 bis 700 m³, die Höchstwassermenge ist auf 6000 m³ gerechnet.

Die Baustelle der Kachletstufe liegt bei Donau-km 357 bis 358, rd. 4 km oberhalb Passau. Die hydrotechnischen Verhältnisse der Baustelle sind insofern nicht einfacher Natur, als sie während der Frühjahrs- und Sommermonate im Rückstau des Inn liegt. Der Inn, der mächtigste Voralpenfluß, der im Sommer aus den Schnee- und Eisregionen seines alpinen Einzugs-

gebietes auch zu Zeiten größter Trockenheit gespeist wird, führt im Hochsommer mehr Wasser als die Donau und staut dann rd. 5 km in die Donau zurück.

Vermöge ihres starken Gefälles laufen die Innhochwässer im allgemeinen schneller ab als die Donauhochwässer, die ihren Höchststand erst beim Zusammenwirken der Wellenscheitel von Isar, Lech und Iller mit den nordbayerischen Zuflüssen erreichen. Daraus ergibt sich, daß bei den meisten Hochwässern an der Baustelle sehr lang anhaltende Hochstände zu verzeichnen sind, da zuerst die Innspitze erreicht und durch Rückstau auf die Baustelle übertragen wird, dann 2 bis 3 Tage später der Wellenscheitel der Donau eintrifft. Treffen unter besonders ungünstigen Verhältnissen die Höchstwasserstände von Inn und Donau zusammen, so ist mit Katastrophen-Hochwässern in Passau und auf der Baustelle zu rechnen. Bei mehr als 3 Tage anhaltenden Frosttemperaturen unter 5° führt die Donau Treibeis, das sich bei länger anhaltendem Frost zusammen mit dem gebildeten Grundeis in einzelnen Flußstrecken festsetzt und 30 bis 50 km lange, zusammenhängende Eisdecken bildet. Der Abgang dieser Eismassen kann unter dem Einfluß des im Alpenvorlande häufig auftretenden Föhnwetters sehr schnell und unerwartet bei steigendem Wasser stattfinden. Die sich bildenden Eisstöße haben schon Stauungen bis zu 6 m Höhe verursacht und verheerende Überschwemmungen im Gefolge gehabt. Nach Herstellung des Staues am Kachletwehr wird die rechtzeitige Abführung des im Staugebiet vorhandenen Standeises und der nachfolgenden, aus der oberen Donaustrecke stammenden Eisstöße eine der wichtigsten Aufgaben der Wehrbedienung sein.

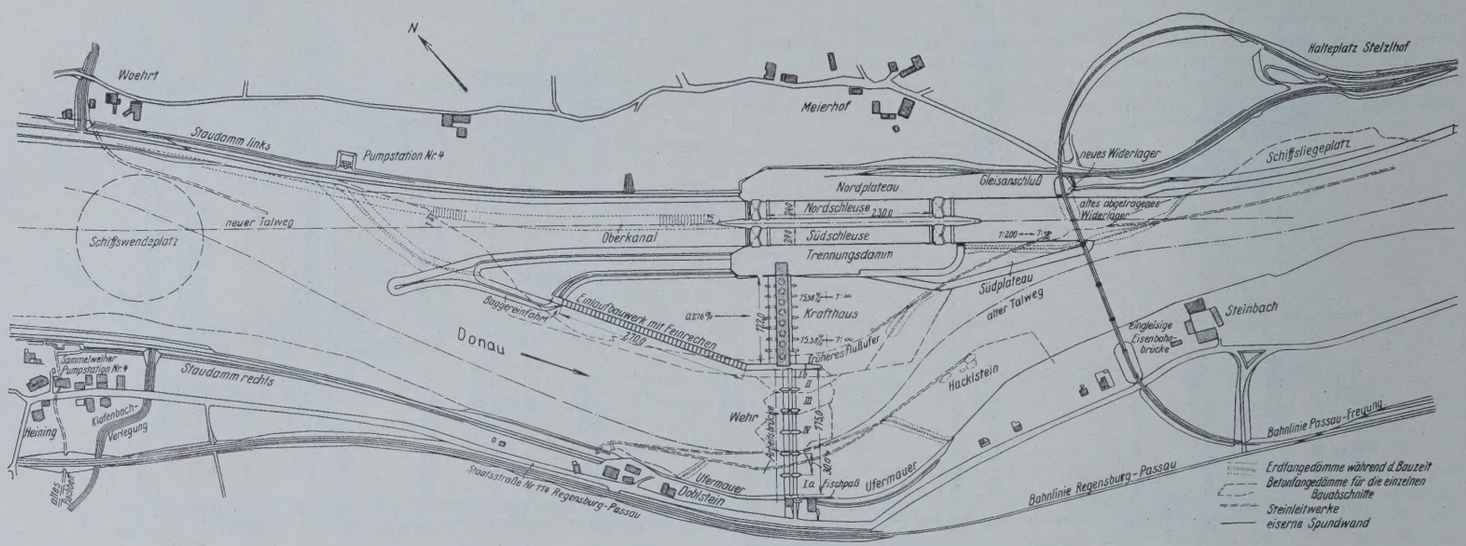


Abb. 3. Lageplan der Kachletstufe. Die Linienführung der für den Bau erstellten Fangedämme ist eingezeichnet.

Abb. 3 zeigt den Lageplan der Kachletstufe.

Eine Flußkrümmung von 400 m Halbmesser, die am rechten Ufer durch einen 10 m ansteigenden Steilhang, am linken Ufer durch ein breites, flach ansteigendes Wiesengelände begrenzt ist, schafft an der Baustelle günstige Verhältnisse für die Anlage des Werkes.

Im Scheitel der Krümmung wird das Wehr quer über den Fluß gespannt. Die Achse der beiden Schleusen verläuft in der Sehne des Bogens und ergibt eine günstige gestreckte Linienführung für die Schleusenein- und -ausfahrt. Zwischen Fluß und Schleusenanlage hat noch das Kraftwerk mit 122 m lichter Breite Platz.

Sämtliche wichtigen Bauteile des ganzen Bauwerkes können auf gewachsenen Fels gegründet werden. Der Fels steht als Glimmer- und Hornblendegneis in durchschnittlich 3 bis 5 m Tiefe unter Geländeoberfläche an, zeigt eine sehr wechselnde Struktur und ist vielfach von Bruch und Gleitfugen durchsetzt. Einlagerungen von Quarzgängen, Schwefelkies und amorphem Graphit kommen häufig, jedoch in geringem Ausmaße vor. In unverwittertem Zustande ist der Gneis von großer Härte und Sprödigkeit, eignet sich aber infolge geringer Spaltbarkeit nicht zur Herstellung von Hausteinen. Als Pflastersteine zur Abdeckung der wasserseitigen Staudammböschungen, als Sohlensicherung für die Bachverlegungen und sonstigen Befestigungsarbeiten ist er gut geeignet und wird er in reichem Maße verwendet.

Das Überliegende besteht aus Flußschlamm, Sand und Kies und darüber aus sandigem Lehm und Löß. Der Löß, der meist unmittelbar unter der Humusdecke anzutreffen ist, erreicht eine Mächtigkeit von 3 bis 6 m und bildet zusammen mit dem lehmigen Kies ein geeignetes Material für die Schüttung der Staudämme. Der aus den Baugruben gewonnene Kies ist nur selten für Betonbereitung geeignet. Dagegen zeigt der in der Nähe der Baustelle aus Kiesbänken gewinnbare Kies hervorragende Eigenschaften für die Betonbereitung. Er besteht zu 90% aus reinem scharfen Quarzsand mit Quarzkieseln. Die Donau hat in ihrem langen Oberlauf das aus den Alpenflüssen stammende Geschiebe, das meist aus den Gesteinen der alpinen Trias, Jura und Kreide besteht, also vorwiegend Kalke der verschiedenen Formationen aufweist, schon so weit verarbeitet, daß nur mehr das harte quarzreiche Material übrigbleibt. Alles übrige wird bei höheren Wasserständen als fein verteilter Schlamm mitgeführt.

Die Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau, die, vom neuen Hafen Aschaffenburg ausgehend, den Main benutzt und unter Abschneidung der großen Mainschleife durch das Werntal Bamberg erreichen soll, von hier über Nürnberg und Forchheim als Schiffahrtkanal die Scheitelhaltung im Fränkischen Jura erreicht, auf abfallender Schleusentreppe zur Altmühl und zur Donau herunterführt und bei Passau mit der Kachletstufe an ihrem Endpunkte angelangt ist, ist vielfach als Kraftwasserstraße bezeichnet worden. Das Für und Wider der Verbindung von Wasserkraftausnutzung mit Schiffahrtbetrieb wurde schon häufig erörtert. Hier ist nicht der Platz hierfür. Dem Charakter als Kraftwasserstraße entsprechend bestehen alle Staustufen der Wasserstraße aus den drei Teilen: Schleusenanlage, Wehr und Kraftwerk. Die Kachletstufe als erste und einzige Donauschleuse erhielt eine Doppelkammerschleuse. Jede Kammer besitzt eine nutzbare Länge von 230 m, eine nutzbare Breite von 24 m und ist imstande, einen Donau-Raddampfer mit vier Stück 1200-t-Schleppen doppelt gekuppelt aufzunehmen. Die Donau-Raddampfer besitzen in ihrer größten Bauart eine Breite von 22 m über die Radkasten gemessen. Das Normalschiff, das den Entwürfen für die Großschiffahrtstraße zugrunde gelegt ist, ist das 1200-t-Schiff mit 72 m Länge, 10 m Breite und 2,3 m Tiefgang bei Vollast. Die heute auf der Donau verkehrenden Schleppkähne haben ein durchschnittliches Fassungsvermögen von 700 t, die neueren von 1000 t.

Da die Schiffahrt während des die Donau quer absperrenden Wehrbaues nicht unterbrochen werden durfte, ergab sich die Notwendigkeit, einen Teil des Schleusenoberkanales und eines der beiden Schleusenobertore so tief zu legen, daß auch vor Herstellung des Staues der Schiffsverkehr durch diese Schleuse stattfinden kann.

Die Sohle des zur Südschleuse führenden Oberkanales ist um 6,5 m tiefer gelegt als die Sohle des Oberkanals der Nordschleuse, die erst nach Herstellung des Vollstaues befahren werden kann. Bei niederstem schiffbaren Wasserstande ist zurzeit in dem bereits in Betrieb befindlichen Oberkanal Süd eine Fahrwassertiefe von 2 m vorhanden. Der Absturz vom Oberdrempel der Südschleuse zur Torkammer beträgt 2 m, der gleiche Abstand bei der Nordschleuse 7,7 m. Die Sohle der Schleusenkammern liegt bei beiden Schleusen 3,5 m unter Niederwasser, die Schleusenplattform vollständig hochwasserfrei 1,5 m über Stauspiegel.

Beide Schleusenkammern und der größte Teil des Schleusenunterkanals sind bis zu 12 m tief in den gewachsenen Fels eingesprengt. Die möglichst senkrecht abgearbeiteten Felswände wurden mit einer durchschnittlich 1 m starken Vormauerung in Beton versehen, auf die Felsoberfläche werden die Kammermauern aufgesetzt.

Die Schleusenmauern und -häupter werden in Beton ausgeführt; nur die Ecken und die in der Wirbelzone der Umläufe liegenden Flächen erhalten eine Verkleidung aus Granithausteinmauerwerk.

Um eine Beschädigung des Betons durch anfahrende Schiffe zu vermeiden, sind die Kammermauern und die anschließenden senkrechten Mauern des Schleusenunterkanals mit Reibehölzern im Abstande von

15 m versehen. Der Torkammerboden und der im Bereich der Umläufe liegende Schleusenboden wurde bei der Nordschleuse mit Stahlbeton bewehrt, bei der Südschleuse mit Granitwürfelpflaster befestigt. Der übrige Teil der Kammersohle, die durchweg in gewachsenem Fels liegt, bleibt unbewehrt. Zur Füllung und Entleerung der Schleusen dienen in Klinkermauerwerk ausgeführte Umläufe in den Häuptern mit einem Querschnitt von 2,2 auf 3,2 m. Als Umlaufverschlüsse kommen Rollkeilschütze[1]) zur Anwendung mit Ausnahme des Oberhauptes Nord, wo die Verhältnisse die Verwendung von Zylinderschützen gestatten. Die vier Schleusentore wurden als Stemmtore in Eisen ausgeführt. Die großen Tore des Oberhauptes der Südschleuse und der beiden Unterhäupter erhielten zum Gewichtsausgleich in den untersten drei Kammern Schwimmkasten. Die Breite der einzelnen Torflügel beträgt 13,16 m, die Höhe 13,10 m. Der Antrieb der Tore geschieht elektrisch für jeden einzelnen Torflügel. Die am Torflügel befestigte Schubstange greift in ein wagerecht gelagertes Segmentrad von 5,436 m Durchm. ein, das durch Zahnradübersetzung von einem 16,3-PS-Motor aus in Bewegung gesetzt wird. Die Antriebsmotoren und Getriebe sind zusammen mit den Aufzugvorrichtungen für die Rollkeilschütze bezw. Zylinderschütze in einem hochwasserfrei auf der Schleusenplattform aufgestellten Häuschen unmittelbar neben den Torkammern untergebracht. Die Öffnungs- und Schließzeit

Abb. 4. Schleusenanlage von unterstrom gesehen.
Schleppzug bei der Ausfahrt aus der Südschleuse; erste Probefahrt am 19. VIII. 1925. Rechts Baugrube der Nordschleuse, abgeschlossen durch eisernen Panzerdamm Bauart Schön.

eines Tores beträgt höchstens 3 Minuten, der Wasserinhalt einer Schleusenkammer errechnet sich zu 70000 m³. Die von August Klönne in Dortmund gelieferten Tore sind fertiggestellt. Die beiden Tore der Südschleuse seit August 1925 in Betrieb, die Antriebsvorrichtungen für die Tore der Nordschleuse zurzeit in Montage. Diese, sowie die Rollkeil- und Zylinderschütze werden von der Firma Fried. Krupp-Grusonwerk in Magdeburg geliefert.

Als Notverschlüsse sind oberhalb und unterhalb der Torkammern Schwimmbalken in Eisenfachwerkkonstruktion vorgesehen. Diese Schwimmbalken, die eine Breite von 25 m und von unten nach oben wachsend eine Höhe von 2 bis 6 m erreichen, sind auf der Baustelle montiert und waren zum Teil schon längere Zeit in Verwendung. Die Dichtheit der hiermit erzielten Abschlüsse hat genügt, auch das Einschwimmen der einzelnen Balken ging ohne Schwierigkeit vor sich, während das Wiederherausnehmen sich nicht so einfach gestaltet hat, als planmäßig angenommen werden durfte. Die Schwierigkeiten, die hiermit und mit der Lagerung so großer Eisenkörper verbunden sind, werden jedoch aufgehoben durch den Wegfall der Hebewerke und besonderer Vorrichtungen für den Beitransport der Balken, deren größte ein Gewicht von 39 t aufweisen.

Die Schleusenkammermauern sind in der üblichen Weise mit Pollern, Steigleitern und Haltekreuzen ausgerüstet. An den Schleusenunterkanal schließt sich unterhalb der Eisenbahnbrücke in schlanker Linie ein Schiffsliegeplatz an, der so bemessen ist, daß mehrere Schleppzüge gleichzeitig anlegen und auf Schleusung warten können (Abb. 4). Der Bau der Schleusenanlage begann im August 1922. Seitdem wurden meist in durchgehendem Tag- und Nachtbetrieb die Arbeiten so weit gefördert, daß im September 1925 die Südschleuse dem Verkehr übergeben werden konnte, heute sämtliche Aushubarbeiten in der Nordschleuse vollendet sind und nur mehr Teile der südlichen Kammermauer der Nordschleuse zu betonieren sind. Die Abtragarbeiten im Fels umfassen insgesamt rund 400000 m³. Für die Bohrarbeiten wurden Druckluftbohrhämmer der Systeme Flottmann und Demag benutzt, die sich insbesondere für die Nacharbeit zur Erzielung der bis zu 13 m hohen, im Fels senkrecht abzuarbeitenden Kammerwände gut bewährt haben. Die Bohrlöcher für die großen Sprengungen, die bei 6 bis 8 m Tiefe Ladungen bis zu 25 kg Dynamit erhielten, wurden mit Druckluftbohrmaschinen der gleichen Firmen hergestellt. Auch bei den umfangreichen Unterwasserbohrungen wurden sowohl mit Bohrhämmern wie mit Dreibockmaschinen, die auf absenkbaren Gerüsten im Fluß aufgestellt wurden, gute Ergebnisse erzielt. Für diese Unterwassersprengungen mußten bei 2 bis 3 m Wassertiefe Bohrlöcher bis zu 7 m Tiefe im Fels hergestellt werden.

Als Sprengmunition wurde in den Sommermonaten Dynamit, in der kühleren Jahreszeit Sicherheitssprengstoff, hauptsächlich Ammongelatine I verwendet. Zu Auflegersprengungen und für kleinere Bohrlöcher wurde auch in größerem Umfange das Sprengluftverfahren von der ausführenden Firma, der Bayer. Bauindustrie A.-G., München, angewandt. Das Sprengluftverfahren benutzt Kohlenstoffpatronen, die mit flüssigem Sauerstoff in besonderen Gefäßen getränkt werden, in diesen Gefäßen zur Sprengstelle transportiert und unmittelbar vor der Sprengung in die Bohrlöcher eingebracht werden. Für große Reihensprengungen, bei denen 40 bis 60 Bohrlöcher geladen werden müssen, ist das Sprengluftverfahren nicht besonders geeignet, da nur wenige Minuten zwischen dem Besetzen der Bohrlöcher und der Zündung vergehen dürfen, wenn nicht durch Verdampfen des flüssigen Sauerstoffes die Patrone an Brisanz wesentlich einbüßen soll. Aus dem gleichen Grunde ist es nicht leicht möglich, tiefe Bohrlöcher mit Sprengluftpatronen zu besetzen. Bei Verwendung in nassen oder wassergefüllten Bohrlöchern treten starke Verdampfungserscheinungen auf, wenn die eine Temperatur von —187° besitzende Sprengluftpatrone in das Wasser eintaucht, wodurch die Wirkung der Schüsse abgeschwächt, wenn nicht ganz aufgehoben wird. Bei Auflegersprengungen wurden mit dem Verfahren gute Erfolge erzielt, die Brisanz ist der des Dynamits mindestens gleich zu setzen. Der größte Teil des Aushubes konnte im Schutze von Erdfangedämmen, deren Anordnung aus dem Lageplan hervorgeht, im Trockenen geleistet werden; lediglich die außerhalb und unter den Fangedämmen befindlichen kleineren Felspartien im Flusse mußten durch Unterwasserarbeit beseitigt werden. Es bestätigte sich auch hier wieder die Regel, daß bei größeren Felsabtragsarbeiten die Anlage kostspieliger Fangedämme und der Aushub im Trockenen wirtschaftlicher ist, als die Entfernung der Felsen im tiefen strömenden Wasser.

Bei Vollbetrieb arbeiteten im Jahre 1924 und 1925 bis zu 27 Bohrhämmer bezw. 8 Bohrmaschinen gleichzeitig in der Schleusenbaugrube. Für die Druckluferzeugung hat die ausführende Firma ein Maschinenhaus mit vier Kompressoren, die von zwei ortsfesten Lokomobilen angetrieben werden, aufgestellt. Die Kompressorenanlage leistet 36 m³/Min. bei 7 bis 8 at Spannung. Für den Druckabfall in den Verteilungsleitungen ist mindestens 1 at anzusetzen. Ein weiterer kleiner Kompressor mit 6 m³ Leistung i. d. Min. wurde fliegend auf der Baustelle aufgestellt und mit Elektromotor angetrieben an solchen Stellen, die mit den Hauptdruckluftleitungen nicht gut erreicht werden konnten. Für Unterwasserbohrungen wurde die Kompressorenanlage auf einem Schiff montiert und durch Schleppkabel mit Strom versorgt.

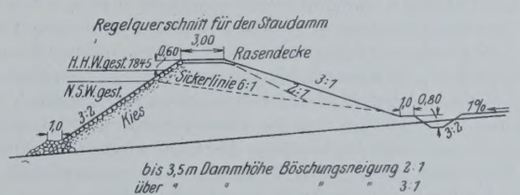


Abb. 4a. Regelquerschnitt der Staudämme.

Der gesprengte Fels wurde mit Löffelbaggern aufgenommen, in die Kippwagen verladen und, soweit er nicht für Pflasterarbeiten verwendet oder zum Schutze der wasserseitigen Staudammböschungen verkippt wurde, in große Ablagerungsplätze geschüttet. Das ungebundene lehmige Material des Aushubes wurde zur Schüttung der am linken Ufer in 11 km Länge zu errichtenden Staudämme verwendet. Die Bauart der Staudämme ist aus dem Regelquerschnitt in Abb. 4a ersichtlich, ihre Krone ist 1,5 m über Stauspiegel gelegt.

Vor Unterwassersetzung der Schleusenkammer Süd und des Unterkanals mußte die Baugrube der Nordschleuse, deren Sohle auf gleicher Höhe wie die der Südschleuse liegt, durch einen Fangedamm abgeschlossen werden. Der Fangedamm mußte bei 25 m Länge einem Wasserdruck von 9,5 m standhalten, dichten Anschluß an die bereits errichteten Betonmauern des Unterhauptes der Nordschleuse erhalten und möglichst geringen Platz einnehmen. Die Wahl fiel auf Vorschlag der Bauleitung auf eine neuartige Fangedammkonstruktion, die dem Ingenieur

[1]) Der Verfasser schreibt nach süddeutschem Sprachgebrauch „die Schütze (Einz.), die Schützen (Mehrz.)". Um Einheitlichkeit zu erzielen, haben wir in dieser Abhandlung im Einverständnis mit dem Verfasser die von O. Sarrazin benutzte, in Norddeutschland gebräuchlichere Schreibweise „das Schütz (Einz.), die Schütze (Mehrz.)" gewählt und werden diese auch in Zukunft beibehalten. Die Schriftleitung.

Karl Schön in Würzburg patentiert ist. Der Fangedamm besteht aus eisernen Böcken, die in sinnreicher Art in Bohrlöcher eingesetzt, darin befestigt und wieder herausgenommen werden können. Die Stauwand wird aus senkecht gestellten Holzdielen gebildet, die auf Querhölzer aufgenagelt sind. Die Querhölzer sind auf die Eisenböcke aufgeklemmt und können beim Abbau leicht gelöst werden, worauf die Stauwand abgeschwommen und zerlegt werden kann. Die Böcke werden einzeln mit Hilfe eines leichten Kranes ausgehoben. Der Fangedamm hat bei den letzten Hochwässern Wasserdrücke bis zu 8 m aufgenommen und sich als sehr dicht erwiesen. Seine Kosten haben die eines geschütteten Erdfangedammes nur unwesentlich überschritten, wobei nicht berücksichtigt ist, daß der Fangedamm nach Ausbau jederzeit wieder verwendbar ist.

Im September 1925 konnte der gesamte Schiffahrtverkehr in die Südschleuse umgeleitet werden. Das Gefälle auf der 1 km langen Strecke zwischen Einlauf des Schleusenoberkanals und Ende des Schleusenunterkanals beträgt je nach Innrückstau bis zu 0,8 m, so daß sämtliche Schiffe zur Überwindung dieses Gefälls geschleust werden müssen. Die Arbeiten an der Nordschleuse sind in vollem Gang; bis Mitte des Jahres 1926 werden sämtliche Arbeiten an der Schleusenanlage einschließlich der Staudämme und Nebenarbeiten fertiggestellt sein.

Umfangreiche Baumaßnahmen erforderte die Höherlegung und teilweise Verlegung der in die Donau mündenden Seitenbäche. Sämtliche größeren Wasserläufe werden so hoch gelegt, daß sie in freiem Spiegel in die gestaute Donau ausmünden können. Das zwischen den Bachläufen zum Abfluß gelangende Niederschlagwasser fließt in den binnenseitigen Staudammgräben zu Sammelweihern, aus denen es durch Pumpanlagen über den Damm in die Donau befördert wird. Auf jedem Flußufer sind je vier derartige Pumpstationen zu errichten, die mit je zwei großen Pumpen besetzt sind, die selbsttätig anspringen, wenn im Sammelweiher ein gewisser Wasserstand erreicht ist. Im Zusammenhang mit den Bachverlegungen waren eine Reihe von Gemeindewegen und Straßen neu herzustellen, eine große Anzahl von Straßen und Feldwegbrücken zu bauen und über die Bachmündungen zur Durchführung des Leinpfades Dammbrücken zu errichten. Über den größten im Staugebiet einmündenden Nebenfluß, die Gaißa, wurde eine neue Eisenbetonbalkenbrücke mit fünf Öffnungen von je 10 m Spannweite erbaut, deren Pfeiler 12 m Höhe erreichen. Die stromab des Unterhauptes der Schleuse über die Donau führende eingleisige Eisenbahnbrücke mußte, um freie Ausfahrt aus der Schleuse zu erzielen, ebenfalls umgebaut werden. Das bisherige linke Widerlager der Eisenbahnbrücke fiel ungefähr in die Mitte des Schleusenunterkanals und mußte vollkommen beseitigt werden. Das neue Widerlager der um 38 m verlängerten Brücke war schon im Frühjahr 1924 ohne Verkehrsunterbrechung im Schachtbau hergestellt worden. Die Brückenkonstruktion selbst, die bei einer Spannweite von 74,4 m ein Eisengewicht von fast 400 t besitzt, wurde auf einem 16 m hohen Holzgerüst neben der alten Brücke montiert. Die Aufstellung der Brücke sowie die Lieferung der Eisenteile geschah durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg. Die Montage dauerte rund 8 Wochen. Zur Aufnahme des auszufahrenden alten Brückenfeldes von 36 m Spannweite war auf der anderen Längsseite der Bahn ebenfalls ein Holzgerüst vorbereitet.[2]) Am 28. Juni 1924, abends 8 Uhr, wurde der Bahnoberbau abgerissen, die alte Konstruktion mit einem Gewicht von 60 t auf zwei Verschubwagen gesetzt, die Auflager gelöst und mittels Winden die Konstruktion ausgefahren. Der Vorgang spielte sich innerhalb einer Stunde ab, das Ausfahren selbst dauerte 14 Minuten und verlief ohne Störung. Gleichzeitig damit wurde der Abtrag des Eisenbahndammes zwischen neuem und altem Widerlager mit rd. 2600 m³ Erdbewegung und die Wegsprengung des aus Granitmauerwerk bestehenden alten Widerlagers begonnen. Diese Arbeiten wurden im Handschacht im ununterbrochenen Tag- und Nachtbetrieb bis zum 1. Juli 1924 fertiggestellt, so daß am 2. Juli 1924, vormittags 3 Uhr, die neue große Brücke eingeschoben werden konnte. Zu diesem Zweck wurde die fertiggestellte und bereits mit Eisenbahnoberbau versehene Brücke auf zwei schwere eiserne Verschubwagen abgelassen und von dem Holzgerüst in die endgültige Lage verfahren. Die Verschiebung erforderte 34 Minuten und ging glatt von statten. Nachdem die Brücke genau eingerichtet und die Schienen mit der alten Brücke verbunden waren, wurde am frühen Nachmittag die Probebelastung vorgenommen und der Zugverkehr wieder eröffnet. (Fortsetzung folgt.)

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 39, S. 431.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tunnelbau- und Betriebsweisen.

Von Prof. **C. Andreae**, Zürich.

Es ist heutzutage geradezu ein Gemeinplatz, den Satz von Rziha zu wiederholen, daß es im Tunnelbau die größte Kunst sei, großen Gebirgsdruck, d. h. Bewegung, fernzuhalten, eine weit größere als jene, einmal vorhandenen Gebirgsdruck, also schon eingetretene Bewegung, zu bewältigen. Aber dieser Satz wird, obschon allgemein geglaubt und anerkannt, doch — das geht aus neueren Tunnelbauten und Veröffentlichungen hervor — sonderbarerweise immer noch in manchen Fällen nicht befolgt.

Wie entsteht Druck oder, genauer, Bewegung in einem Tunnel und wie kann er ferngehalten werden? Wir wollen vom Falle der tiefliegenden Gebirgstunnel absehen, in denen die aus der hohen Überlagerung sich ergebenden Folgen starker Belastung des zu durchörternden Gebirges zur Geltung kommen, ebenso von den Fällen, wo sehr rolliges oder schwimmendes Gebirge mit Wasser besondere Hilfsmittel wie Schild, Druckluft oder Gefrierverfahren notwendig machen, und nur den Fall des Tunnels in mildem, gebrächem bis rolligem Gebirge betrachten, der mit den gewöhnlichen, bergmännischen Bauweisen wirtschaftlich ausführbar ist. Wenn wir in gebrächem Gebirge einen Hohlraum schaffen, so werden die Gebirgsteile zunächst am Umfange des Hohlraumes infolge der Schwerkraft das Bestreben haben, sich in diesen hineinzubewegen und zwar sowohl an der First, wie an Ulmen und Sohle, wenn diese dem durch die Ulmen übertragenen Drucke ausweicht. Das Gebirge wird „druckhaft“, der Hohlraum wird dabei enger, hinter den bewegten Teilen sind aber neue, kleinere Hohlräume entstanden, der Umfang der gesamten Höhlung ist weiter geworden, größere Gebirgsteile kommen in Mitleidenschaft und folgen der Bewegung, der Druck wächst immer mehr, wenn der Hohlraum sich selbst überlassen bleibt. Selbst gute Zimmerung genügt infolge der Elastizität und Zusammendrückbarkeit des Holzes nicht auf die Länge, um die Druckzunahme zu verhindern. Gelingt es aber, mit dem Vollausbruch eines Tunnels rascher den Umfang des Querschnittes zu erreichen, als die Bewegung um den kleinern Hohlraum der ersten Ausbruchstadien, der Bewegung also zuvorzukommen und die Mauerung einzuziehen, bevor die vom Umfang des Vollausbruches ausgehende, neue Bewegung ernsthaft eingesetzt hat, die gelöste und sich bewegende Masse groß geworden ist, dann kann sich in den meisten Fällen die Bewegung nicht mehr ausdehnen, kein schwerer Druck auftreten. Die Beanspruchung des Mauerwerkes bleibt verhältnismäßig klein, es können entsprechend schwache Mauerungsquerschnitte gewählt werden, die Ausführung selbst ist leichter, somit billiger. Daß hierzu ein sattes Anmauern der Verkleidung an das Gebirge Bedingung ist, wurde schon längst theoretisch[1]) und auf Grund praktischer Erfahrungen nachgewiesen sowie durch das Verhalten auch neuerer Tunnel wieder bestätigt[2]). Es fällt daher auf, wenn bei Neubauten noch Tunnelquerschnitte gezeichnet werden, bei denen der Raum zwischen planmäßigem Firstgewölbe und Gebirge, das „Überprofil“, trocken ausgepackt vorgesehen ist (s. z. B. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 44, S. 622 u. 623, sowie „Bauingenieur“ 1921, S. 691). Solche Trockenpackungen sollten nur bei Auftreten von Quellen und auch dort nur mit Sattanmauerung abwechselnd ausgeführt werden. Die Nichtbeachtung dieser Regel hat in den letzten Jahren z. B. die schweizerischen Eisenbahnen große Summen für die Wiederinstandstellung älterer sowie leider auch eines neueren Tunnels gekostet (vergl. den in Fußnote 2 erwähnten Aufsatz von Rothpletz). Die schlechten Erfahrungen bei älteren Tunneln haben in der Schweiz dazu geführt, bei allen neueren Bauten, besonders bei den großen Durchstichen, Simplon, Lötschberg usw., die Sattanmauerung streng vorzuschreiben. Bei dem einzigen Neubau, bei dem die Bauleitung von dieser Vorschrift abwich, mußten kurz nach Inbetriebnahme des Tunnels kostspielige Zementmörteleinspritzungen, an einzelnen Stellen sogar Gewölbeerneuerungen durchgeführt werden. Bei der Wiederherstellung einiger gebrochener Ringe im ersten Simplontunnel anläßlich des Ausbaues des zweiten zeigte sich ebenfalls, daß fast überall, wo Rekonstruktionen von Gewölben nötig waren, die Ursache in der Nichtbefolgung dieser Vorschrift durch die Maurer lag.

Die Kunst, den Druck von einer zu Bewegung neigenden Tunnelstrecke fernzuhalten, besteht also darin, sie in möglichst kurzer Zeit nach dem ersten Anfahren, bezw. nach Beginn des Vollausbruches mit satt angemauerter, genügend fester Verkleidung zu versehen. Das wird am besten durch die Wahl einer Bau- und Betriebsweise erreicht, die in kürzester Frist nach Aufschluß des Gebirges zum fertigen Tunnel führt. Dies ist sowohl in gebrächem und rolligem, als auch in Gebirge notwendig, das chemischen oder physikalischen Um-

[1]) Vergl.: O. Kommerell, Stat. Berechnung von Tunnelmauerwerk. Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn und A. Bierbaumer, Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes. Leipzig und Berlin 1913.

[2]) Vergl.: F. Rothpletz, Woran leiden unsere Eisenbahntunnel, wie kann abgeholfen, wie vorgebeugt werden? Schweiz. Bauztg. 1918 und C. Andreae, Die Bedeutung des Bausystems bei der Ausführung von Tunnelbauten. Schweiz. Bauztg. 1920 (Sonderdruck).

wandlungen bei Berührung mit Luft und Wasser ausgesetzt ist.[3]) (Mit „Bauweise" ist hier stets die Anordnung und Reihenfolge der einzelnen Ausbruch- und Mauerungsarbeiten im Tunnelquerschnitt, mit „Betriebsweise" ihre Anordnung und Entfernung im Längsschnitt des Tunnels bezeichnet.)

Bei der Wahl der Bauweise muß jedesmal nach den vorliegenden, besonderen Verhältnissen wohl erwogen werden, welche unter den überhaupt in Betracht fallenden dem obigen Grundsatze am besten entspricht. Eine allgemein „beste Bauweise", die in allen Fällen die zweckmäßigste ist, gibt es nicht.

Die sogen. österreichische Bauweise, bei der vom Sohlstollen aus mit Aufbrüchen zu einem Firststollen, in nicht zu gebrächem Gebirge mit Firstschlitz, der ganze Querschnitt ausgebrochen wird, worauf erst die Mauerung von der Sohle aus beginnt, entspricht in vielen Fällen unserm Grundsatze am besten und ist deshalb dort zu wählen. Sie ermöglicht außerdem allgemein eine geschlossene Zimmerung des ganzen Querschnittes, wobei Druck in zweckmäßiger Weise auf alle stützenden Hölzer übertragen und verteilt wird. Sie eignet sich infolgedessen gut bei allgemeinem, von verschiedenen Seiten wirkendem Drucke, bei wechselnden geologischen Verhältnissen usw. Sie bietet auch größere Arbeitsräume besonders für die Widerlagermauerung, so daß in allen Fällen nicht allzu schweren Holzeinbaues die Arbeit freier und rascher vor sich geht, was wirtschaftlich und tunnelbautechnisch von Vorteil ist. Die österreichische Bauweise wird daher häufiger als andere zur Anwendung kommen, besonders beim Bau langer, tiefliegender Tunnel; in standfestem oder nur leicht gebrächem Gebirge in Verbindung mit Firstschlitz für den Vollausbruch, in solchem, das stark zu Bewegung neigt, mit Firststollen.

Die sogen. belgische Bauweise, wo nach dem Kalottenausbruch zunächst das Firstgewölbe gemauert, dann erst die Strosse ausgebrochen und die Widerlager eingezogen werden, wobei das Gewölbe unterfangen werden muß, hat den Vorteil, daß die First nur kurze Zeit durch zeitweiligen und bald durch endgültigen Ausbau, d. h. durch Mauerwerk gestützt wird. Sie ist die Bauweise, die am sichersten zum Ziele in allen den Fällen führt, in denen Firstbewegung die größte Gefahr bedeutet, wo es in erster Linie darauf ankommt, die First vor Senkungen zu behüten, und wo nicht zu starke seitliche oder schiefe Kräfte zu erwarten sind. Sie ist daher die gegebene Bauweise bei Tunneln durch mildes Gebirge in geringer Tiefe, z. B. unter Ortschaften. Der belgischen Bauweise wird oft die Gefahr des Setzens des Firstgewölbes beim Unterfangen vorgeworfen. Diese bestand tatsächlich in hohem Maße, als es noch allgemein üblich war, den Hohlraum zwischen Regelquerschnitt des Gewölbes und Gebirge trocken auszupacken, und die Gewölbekämpfer mit Rücksicht auf ihre spätere Unterfangung auf Bohlen abgestellt wurden, die nachgaben und Setzungen des Gewölbes schon vor Beginn der Unterfangungsarbeit begünstigten. Wenn aber die Kämpfer, wie es in der Schweiz z. B. seit dem Bau der Lötschbergbahn und des zweiten Simplontunnels und auch anderwärts heute stets geschieht, auf eine durchgehende, kräftige Eisenbetonlängsschwelle abgestellt werden, das Gewölbe satt angemauert wird und die Unterfangung sorgfältig geschieht, so sind die befürchteten Senkungen in der Regel kleiner, als die unter gleichen Gebirgsverhältnissen durch die Firstlast erzeugten Zusammenpressungen des österreichischen Einbaues.

Diese beiden, fast ausschließlich im gewöhnlichen Tunnelbau noch regelmäßige Anwendung findenden Bauweisen haben den Vorteil, genügend Raum für freie, forsch vorwärtsschreitende Arbeit zu gewähren und an verschiedenartige Verhältnisse anpassungsfähig zu sein, während ältere, wie die sogen. „englische" oder auch die „Kernbauweise" ein Arbeiten in zu engen Räumen und auf zu kurzer Strecke gleichzeitig gestatten, so daß sie nicht in so kurzer Frist vom ersten Ausbruch zum fertigen Tunnel, zur geschlossenen Mauerung führen. In der „Bautechnik" 1925, Heft 44, S. 623 ist in Abb. 12 für Druckstrecken des Tannatunnels bei Atami in Japan Kernbauweise vorgesehen. Es wäre wertvoll zu erfahren, welche wichtigen, besondern Gründe zur Wahl dieser auch mit Rücksicht auf Förderung, Lüftung und wirtschaftlicher Arbeitsleistung ungünstigen und hinsichtlich Druckauslösung heiklen Bauweise führten und namentlich welche Erfahrungen damit gemacht wurden. In der bekannten Druckstrecke der Südseite (km 4,5 ab Südportal) des Simplontunnels wurden auch, mit Rücksicht auf den großen Sohlenklotz und die sehr starken Widerlager, Sohle und Strossen mit Seitenstollen ausgebrochen, aber vom Richtstollen (Sohlstollen) aus und unten beginnend, so daß kein Unterfangen von Stollenfirsten vorkam, und der einzelne Hohlraum in kürzerer Zeit zugemauert werden konnte.[4])

Wichtig ist bei der Anwendung der einen oder andern Bauweise die Lage des Richtstollens. Daß bei langen Tunneln nur Sohlstollen hierfür in Betracht kommen, ist eine längst allgem in erkannte Tatsache, und es ist seit dem Bau des Gotthardtunnels nie wieder Firststollenvortrieb für solche Bauwerke zur Anwendung gekommen, zumal da die belgische Bauweise auch vom Sohlstollen aus durchgeführt werden kann (Mont Cenis, Mont d'Or u. a. m.). Bei kurzen Tunneln ist der Richtstollen in der First die logische Folge bei Anwendung der belgischen Bauweise. Er führt bei ihr rascher zur Sicherung der First, zum Gewölbeschluß und ist wirtschaftlicher, wenn nicht etwa Wassereinbrüche zu befürchten sind.

Daß Sohlstollen auf Planumhöhe und Firststollen ganz in die First zu legen sind, und zwar der Firststollen so hoch, daß bei normalen Setzungen kein Auffirsten notwendig wird, ist längst durch ungünstige Erfahrungen in allen Fällen, wo dies nicht beachtet wurde, festgestellt.

Die Wahl der zweckmäßigsten Bauweise allein sichert jedoch den Erfolg noch nicht. Die Verteilung und Entfernung der einzelnen Arbeitsstufen der Bauweise in der Längsrichtung des Tunnels, die Betriebsweise, ist für die Vermeidung von Bewegung, für die rasche Sicherung einer aufgeschlossenen Strecke durch endgültigen Ausbau, also durch Mauerwerk, mit von ausschlaggebender Bedeutung.

Nicht gleichgültig ist zunächst das Maß, um das der Richtstollen den übrigen Arbeiten voreilt. In langen Tunneln, bei großen Durchstichen, muß der Richtstollen aus verschiedenen, bekannten, wichtigen Gründen voreilen. Das Maß ist aber schon aus Gründen wirtschaftlicher Organisation, besonders der Förderung, nicht unbeschränkt. Allzu große Längen zwischen Vorort und fertiger Mauerung hatten z. B. im Gotthardtunnel auch schwere tunnelbautechnische Folgen, wie übrigens auch in neueren Tunneln, weil bei zu starkem Voreilen in schlechtem Gebirge die Zeit bis zur fertigen Mauerung zu lang wird. Im Gebirge, das zu Bewegung oder chemischer (auch physikalischer) Veränderung neigt, geht es nicht an, die Mauerung erst sechs bis sieben Monate nach dem Auffahren zu schließen, oder gar noch später. In kurzen Tunneln liegt in der Regel kein Grund zu großem Voreilen des Richtstollens vor. In schwierigen Fällen, wo Bewegung zu befürchten ist, kann daher ein solches Voreilen auf das zu einer zweckentsprechenden Ausführung von Ausbruch und Mauerung durchaus notwendige Maß beschränkt werden. Stark gebräches oder rolliges Gebirge wird man nicht durch rasches Durchtreiben eines Stollens lange vor den anderen Arbeiten lockern und in Bewegung bringen.

Die Erfahrungen bei verschiedenen Tunnelbauten, so u. a. im ersten Simplontunnel, und die immer mehr sich verbreitende Erkenntnis von der Richtigkeit des Grundsatzes, daß Bau- und Betriebsweise in kürzester Frist zum fertigen Tunnel führen sollen, haben zur Folge gehabt, daß bei allen Tunnelbauten, die in den letzten zwei Jahrzehnten in der Schweiz ausgeführt wurden, der ringweise Abbau, insbesondere die sogen. neuzeitliche österreichische Betriebsweise[5]), wie sie z. B. in der „Bautechnik" 1925, Heft 12, auf S. 163 erwähnt ist, vollständig verlassen und ausschließlich mit „fortlaufender Betriebsweise" gearbeitet wurde. Dabei bleibt der Arbeitsbetrieb nicht mehr auf einen bezw. auf zwei nicht benachbarte Ringe einer Teilstrecke beschränkt, sondern es stehen mehrere, unmittelbar aneinander schließende Ringe in fortlaufender Arbeit[6]). Die einzelnen, aufeinanderfolgenden Arbeitsstufen sind dabei über eine gewisse Tunnellänge je auf einen oder mehrere Ringe verteilt. Diese Betriebsweise hat den Vorteil der kleineren Zahl von Aufbruchringen, die oft leiden, und von Gewölbeschlüssen. Die Lage der Aufbrüche und Schlüsse kann freier gewählt werden. Es findet in der Regel kein, oder nur ausnahmsweise bei Aufbrüchen, Brustverzug statt. Die Arbeitsgruppen arbeiten freier, sicherer und rascher, weil sie einerseits fortlaufend dieselbe Teilarbeit ausführen können und große Übung erlangen, anderseits mehr Raum und Bewegungsfreiheit haben. Man gelangt so rascher zum fertigen Tunnel und arbeitet gleichzeitig wirtschaftlicher, was überhaupt die natürliche Folge der Anwendung unseres Grundsatzes ist. In gebrächem oder rolligem Gebirge können die einzelnen Arbeitsorte dabei auf eine so kurze Strecke zusammengedrängt werden, daß, selbst in recht mildem Gebirge, der Vollausbruch seine äußere, planmäßige Grenzfläche vor der vom Stollen oder den einzelnen Zwischenstadien aus fortschreitenden Bewegung erreicht. Jede neue Ausbrucharbeit hat anfänglich etwas gelockertes Gebirge wegzuräumen, schneidet aber in geringer Tiefe, bei richtiger Führung des Betriebes, noch unbewegtes, gesundes Gebirge an. Wird, kurz nachdem der Ausbruch vollendet ist, die Mauerung eingezogen, so wird es in der Regel gelingen, sie zu schließen, bevor schwere Bewegung einsetzt. Bei der fortlaufenden Betriebsweise wird allerdings ein größerer Raum erschlossen, was ihr etwa zum Vorwurf gemacht wird, da bekanntlich

[3]) Vergl. den in Fußnote 2, S. 328, erwähnten Aufsatz von Rothpletz.

[4]) Vergl. K. Pressel, Bauarbeiten am Simplontunnel, Sonderdruck der Schweiz. Bauztg., Zürich 1906 und F. Rothpletz, Der Ausbau der Druckpartie im Simplontunnel II, km 4,452 bis 4,504 ab Südportal, Sonderdruck der Schweiz. Bauztg. 1915.

[5]) Vergl. Dolezalek, Der Eisenbahntunnel, Berlin 1919, S. 145 ff. und Lucas, Der Tunnel, Bd. II. Berlin 1926, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, S. 230 u. f.

[6]) Vergl. Dolezalek, Der Eisenbahntunnel, Berlin 1919, S. 150.

Bewegung und Druck in einem Tunnel mit der Ausbruchfläche wachsen. Bewegung, und damit Druck, sind aber eine noch bedeutend stärker ansteigende Funktion der Zeit. Ein Beispiel hierfür ist die bekannte Druckstrecke des Simplontunnels bei km 4,5 ab Südportal (s. Fußnote 4, S. 329). Beim Ausbau des zweiten Tunnels war die Stelle ebenfalls druckhaft, die Schwierigkeiten standen aber denen, die sich hier dem Ausbau von Tunnel I seinerzeit entgegenstellten, bedeutend nach. Die Strecke wurde in fortlaufender Betriebsweise in nur 150 Tagen verhältnismäßig glatt bewältigt (in Tunnel I dauerte dieselbe Arbeit etwa ein Jahr). Die Frage, ob die Schnelligkeit des Ausbaues die Ursache und der verhältnismäßig geringe Druck die Wirkung war oder umgekehrt, wird wohl durch die Tatsache beantwortet, daß, als infolge eines Streiks die letzten zwei oder drei Ringe etwa eine Woche in unfertigem Zustande stehen gelassen werden mußten, der Druck sofort erheblich zunahm, so daß nach Wiederaufnahme der Arbeit das Firstgewölbe noch gerade ohne Auffirstung geschlossen werden konnte. Das Gebirge war zwar seit dem Bau des ersten Tunnels durch diesen und den Parallelstollen etwas entwässert und deshalb vielleicht etwas weniger schlimm geworden. Aber trotzdem, hätte die Arbeit nur wenig länger gedauert, so wäre hier sehr bald wieder eine schwere Druckstrecke entstanden.

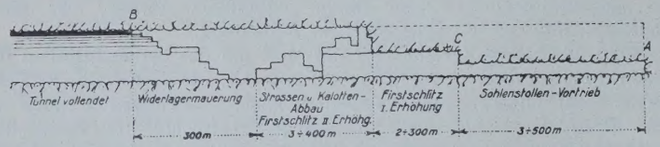


Abb. 1. Schema fortlaufender Bauweise mit je einem Arbeitsort.

Ist in einem langen Tunnel ein großer Tagesfortschritt aller Arbeiten erforderlich, so wird man die einzelnen Arbeitsorte, um entsprechend viele Leute beschäftigen zu können und gegenseitige Störungen bei Schwankungen in der Fortschrittsgeschwindigkeit zu vermeiden, auseinanderziehen müssen, wenn, wie in Abb. 1, alle Arbeitsgattungen auf eine einzige Strecke verteilt sind. In diesem Falle wird sich zwischen Ort *A* und Gewölbeschluß *B* eine Länge von wenigstens 1200 bis 1300 m ergeben (in Wirklichkeit wird sie oft noch größer sein). Bei einem Tagesfortschritt des Abbaues und der Mauerung von 10 m, was viel ist, wird die fertige Mauerung (*B*) die Stelle *A* in fünf Monaten erreichen. Für Gebirge, das zu Bewegung oder Veränderung neigt, ist das zu lang. Bei langen Tunneln wird man daher zweckmäßig *B—C* in Zonen von etwa 60 bis 120 m (vielfache der gewählten Ringlänge) einteilen. Jede dieser Teilstrecken erhält einen Aufbruch, von dem aus sich über das betreffende Teilstück alle Arbeitsstufen des Ausbruches und der Mauerung in kurzer Entfernung folgen (Abb. 2). In standfestem Gebirge wird man aus organisatorischen, wirtschaftlichen Gründen die Mauerung dem hintersten Ausbruchort mit je einem Widerlager- und Gewölbeort folgen lassen. In gebrächem Gebirge jedoch kann in jeder einzelnen Teilstrecke dem Ausbruche gleich die Mauerung folgen. Bei Auftreten von Bewegung können die Arbeitsstrecken und damit die ganze Strecke *B—C* gekürzt werden.

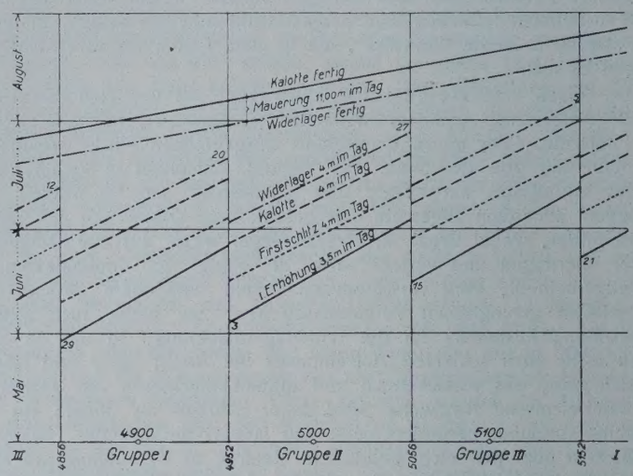


Abb. 2. Ausschnitt aus dem Bauprogramm des Simplontunnels II.

In der einzelnen Arbeitszone können sich die Arbeitsstadien sehr nahe, auf Ringlänge, sogar halbe Ringlänge folgen. In besonderen Fällen können einzelne Zonen ohne Störung des ganzen Betriebes sehr rasch fertiggestellt werden, sogar von beiden Seiten her. Der Betrieb läßt sich ohne weiteres den durch unsern Grundsatz bedingten Anforderungen in weitgehendem Maße anpassen. Mit dieser Betriebsweise, die ähnlich auch schon bei anderen Tunnelbauten jener Periode (Weißenstein, Lötschberg, Grenchenberg) angewendet wurde, und zwar meistens mit österreichischer Bauweise, waren die Erfahrungen im zweiten Simplontunnel (hier in Verbindung mit einer auf Taylorschen Grundsätzen beruhenden Organisation und entsprechendem Prämiensystem) sehr gute, indem fast durchweg damit namhafte Druckauslösungen vermieden werden konnten. (Der Ausbau des zweiten Simplontunnels ist vom Verfasser im Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 461 ff. kurz beschrieben worden.) (Schluß folgt.)

Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Rich. Maudrich,** Oberingenieur in Dortmund.

(Schluß aus Heft 21.)

Das Ziehen der eisernen Fangedämme.

Das Ziehen der eisernen Umwehrungen war auch in den Fällen, wo die Spundwände nicht durch Hochwasser beschädigt waren, eine recht mühsame und kostspielige Aufgabe. Im Kriege waren einesteils die geeigneten Arbeitskräfte für diese an sich recht schwierige Arbeit nicht zu beschaffen, anderseits war das Ziehen nietloser eiserner Spundwände damals nur sehr selten bisher in der Baupraxis ausgeführt worden. Den meisten Unternehmungen war diese Arbeit, die auch heute noch zu den risikoreichsten und schwer zu kalkulierenden Tiefbauarbeiten gehört,

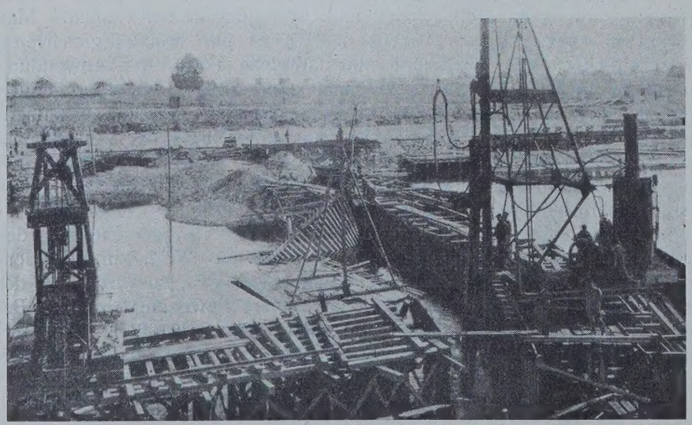


Abb. 3. Links Bohlenziehmaschine, rechts Neurammungen am Einbruch an der oberen Fangedammwand.

damals noch völlig fremd. Die für die Zieharbeiten benutzte, auf zwei Laufschienen fahrbare Bohlenziehmaschine (Abb. 3 links und Abb. 4) war nach Entwürfen der bauausführenden Unternehmung, der Firma Johann Odorico, Inhaber Ingenieur R. Wortmann, in Dresden, erbaut worden. Da auch heute noch neben den Kraftzangen ähnliche Ziehvorrichtungen in der Baupraxis üblich sind, so sei die Einrichtung der verwendeten Bohlenziehmaschine an Hand der genannten Abbildungen, die die Art der Konstruktion deutlich veranschaulichen, näher erörtert. Auf dem Unterwagen ist ein aus verstrebten ⊏-Eisen bestehender Ausleger aufmontiert, der oben zwei ⊏-Eisen trägt, zwischen denen, gegen Ausreißen in den Lagerstellen besonders gesichert, ein 11 cm starker Stahlbolzen eingebaut ist, an dem das Gehänge mit dem mehrfach gescherten schweren Flaschenzug und den zum Anhängen der Bohlen dienenden, aus schwerem Flacheisen gekröpft geschmiedeten Doppellaschen eingehängt wird. Dieses Gehänge nimmt viel Höhe über der Bohle in Anspruch. Aus diesem Grunde erwies sich die zu niedrige Bauart des Auslegers als sehr nachteilig, da meistens ein öfteres Nachfassen der gelüfteten Bohle erforderlich wurde, das unnötigen Zeitaufwand erforderte. Für das Nachholen der leichter zu ziehenden, vorgezogenen Bohlen war der Ausleger der Ziehmaschine durch einen hölzernen Bock oder durch Standbaum mit einfacher Seilrolle höher geführt. Für das Nachziehen dieser Bohlen eignete sich aber am besten die Seiltrommel einer schwereren Dampframme (Drehramme), die aber nur zeitweise zur Verfügung stand. Da Dampframmen meist zum dauernden Gerätepark von Wehrbaustellen gehören, so lassen sich durch ihre gleichzeitige Verwendung mit der Ziehmaschine, falls letztere in irgendwelcher Form zur Anwendung gelangt, bedeutende Kostenersparnisse erzielen. Eine schwere, auf dem Unterwagen aufmontierte Kabelwinde, die absichtlich mit Hand angetrieben wurde, um die Anpassungsfähigkeit der Menschenhand bei zu fest sitzenden Bohlen auszuwerten, diente zum Anziehen des 26 mm starken Zugseils.

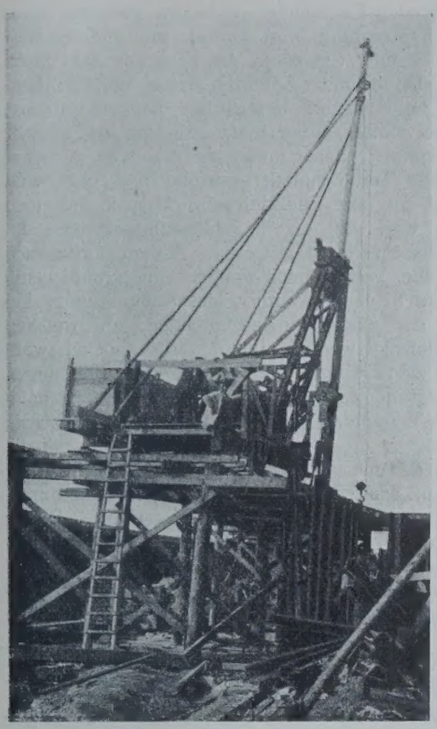


Abb. 4. Bohlenziehmaschine.

Zum Ausbalancieren der Ziehmaschine gegen den Seilzug der Winde war rückseitig auf dem Unterwagen ein mit Steinen und Kies gefüllter hölzerner Gegengewichtskasten aufmontiert. Die bei der Konstruktion der Maschine rechnerisch ermittelten Zugkräfte wurden durchgängig ganz erheblich überschritten, so daß der mit dem Gegengewichtskasten belastete Teil des Unterwagens regelmäßig nach stärkerem Ankurbeln der Kabelwinde in Richtung des Seilzuges von der Fahrschiene aufkippte, was durch das Stellen stärkerer Rundholzstreben, die unter den oberen ⊏-Eisen des Auslegers angesetzt und auf den benachbarten Spundbohlen, dem Rammgerüst oder der Flußsohle abgestützt wurden, verhindert werden konnte. Neben den sehr großen Reibungswiderständen, die im Führungsschloß der Bohle durch das dichte Anpassen des Wulstes an die Klaue entstehen — vergrößert durch die in die kleinsten Zwischenräume eingepreßten Sinkstoffe —, wirkten vor allem auch die sehr starke Adhäsion des Tons an den eisernen Bohlen sehr nachteilig auf die Leistungen beim Ziehen ein. Versuche, die Bohlen vor oder beim Andrehen der Winde durch seitliches Anschlagen oder durch Schläge mit einem schweren Vorschlaghammer auf den Bohlenkopf zu erschüttern oder zu lockern, gaben keine merkbaren Erfolge. Mit diesem z. B. beim Ziehen von Holzpfählen mit Vorteil anzuwendenden Verfahren muß bei eisernen Spundwänden mit Rücksicht auf Verbiegungen im Führungsschloß oder auf Stauchungen des Bohlenkopfes vorsichtig umgegangen werden. Ein kurzes Nachschlagen der zu ziehenden Bohlen mit einer Dampframme wurde nicht erprobt, dürfte aber trotz größeren Kostenaufwandes gerade bei tonigem Untergrund wenig Erfolg zeitigen. Ein Aufschlitzen der Bohlen, die 15 cm unterhalb des Bohlenkopfes mit 28 mm starken, trotz rundlichen Abfeilens der Lochungskanten sehr oft brechenden Stahlbolzen angehängt wurden, war beim Ziehen häufig zu erwarten, doch wurde der Ziehversuch vor dem Ausreißen des Bohlenkopfes in der Regel aufgegeben. Die Erfolge beim Ziehen der Bohlen blieben auch nach guter Einarbeitung zweier sich abwechselnder Arbeitskolonnen recht schlecht. Schon bei den nur reichlich 2 m tief einbindenden Bohlen war das Ziehen schwierig. Fast durchgängig waren die Wellen der gezogenen Bohlen auf die ganze Einbindetiefe mit dem zäh haftenden Rupelton ausgefüllt, so daß es erklärlich wurde, daß für das Wiederziehen der Spundwand ein viel zu hoher Prozentsatz der Arbeitslöhne des Angebotpreises aufgewandt werden mußte. Etwas bessere Zufallerfolge wurden teilweise erzielt, wenn mehrere Bohlen gleichzeitig in einer zusammenhängenden Tafel gezogen werden konnten, oder wenn nach Überspringen einiger Bohlen sich an einer anderen Stelle unerwartet schnell ein besseres Ergebnis herausstellte. Da auch heute noch das Ziehen der eisernen Spundwände vor allem bei ungünstigem Untergrund (u. a. Ton, Tonmergel, Klei) trotz verbesserter Ziehverfahren eine recht schwere und teure Arbeit darstellt, so ist eine weitere Verbesserung der Ziehapparate unbedingt erforderlich. Die Schwierigkeit, eiserne Spundwände wieder zu ziehen, beeinflußt in einzelnen Fällen die Wettbewerbfähigkeit des eisernen Fangedammes gegenüber hölzernen Umwehrungen ungünstig.

Eiserne Fangedämme im Hochwasser.

Wenn sich die eisernen Fangedämme bei GW bezw. NW durchgängig, vor allem auch in bezug auf ihre Wasserdichtigkeit, recht gut bewährten und nur beim Wiederziehen größere Schwierigkeiten boten, so zeigten sie im Hochwasser, auch bei höheren Wasserständen, ein ganz anderes und recht ungünstiges Bild. Es sei aber im voraus bemerkt, daß sich dieses Bild sehr zugunsten der eisernen Spundwand verschiebt, wenn man die Ursachen der Mißerfolge mit den eisernen Umwehrungen näher untersucht.

Der Fangedamm des I. Bauabschnittes kam in das Winterhochwasser 1915/16, da das Bauprogramm infolge der Erschwernisse der Kriegszeit

Abb. 5. Einbruchstelle an der oberen Fangedammwand bei steigendem Wasser. An den Rammgerüsten sich festsetzendes Treibholz.

nicht ganz eingehalten werden konnte. Etwa bei Ordinate + 97,0 des bis ∼ + 98,0 ansteigenden Hochwassers zeigte die obere Wand bei dem in der Nähe des Mittelpfeilervorkopfes liegenden Punkte *A* (Abb. 1) eine stärkere Einbuchtung nach der Baugrube zu, mit deren Füllung gerade begonnen worden war. Es gelang noch, die nachgebende Wand durch einstweilige Streben gegen den fertigen Vorkopf des Mittelpfeilers abzufangen. Nach dem Leerpumpen der Baugrube ergab sich eine einfache Erklärung für das Weichen der Wand. Eine mit einfachem Versatz (Abb. 2a) in die Schwelle eingesetzte Rundholzstrebe der Abstützung hatte die Schwelle in Richtung des Wasserdrucks auf die Versatztiefe aufgeschert. Die abgeglittene und gewichene Strebe hatte sich dann an der Umfassungsspundwand des Pfeilervorkopfes festgesetzt. Eine sehr wichtige Erscheinung, der viel zu wenig Wert beigelegt wurde, zeigte sich in der an der oberen Wand der Umwehrung auftretenden Höhe des Staues und im Verlauf der sich ausbildenden Senkungskurve. Beim Überfluten der oberen Wand betrug der Gefälleunterschied zwischen den Wasserständen innerhalb und außerhalb der Umwehrung an der unteren Wand rd. 30 bis 40 cm. Der größte Teil der flußseitigen Längswand und die untere Abschlußwand ragten aus dem Wasser heraus. Über sie hinweg stürzte die weiter ansteigende Flut in das Außenwasser, ohne Schaden zu verursachen, ab, bis sich zuletzt ein durchgehendes Gefälle über die Umwehrung hinweg ausbildete.

Die im Spätsommer des Jahres 1916 fertiggestellte Umwehrung des II. Bauabschnittes (Abb. 1) wurde an der oberen Wand mit Rücksicht auf die bereits erörterten ungünstigen Untergrundverhältnisse an dieser Stelle verstärkt ausgebildet. Da hier die Bohlen beim Rammen zu leicht zogen, wurden vom Punkte *B* bis zum Anschluß an die 8,50 m langen Bohlen der Längswand (Punkt *C*) abwechselnd vier Bohlen von je 7,0 und vier von je 8,50 m Länge eingerammt. Die Absteifung dieser Wandteile wurde besonders sorgfältig und verstärkt, wie früher beschrieben, ausgebaut. Die auf den weichen Ton zu liegen kommenden Schwellen der Stützböcke wurden außer mit der 30/5 cm starken Druckverteilungsbohle

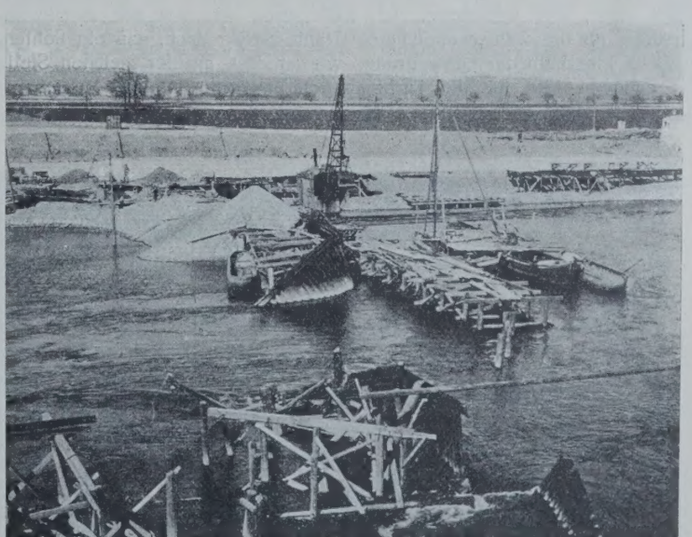


Abb. 6. Einbruchstelle an der oberen Fangedammwand nach Rückgang des Hochwassers.
Rechts: im Steg der eisernen Bohle gerissene Fangedammwand.

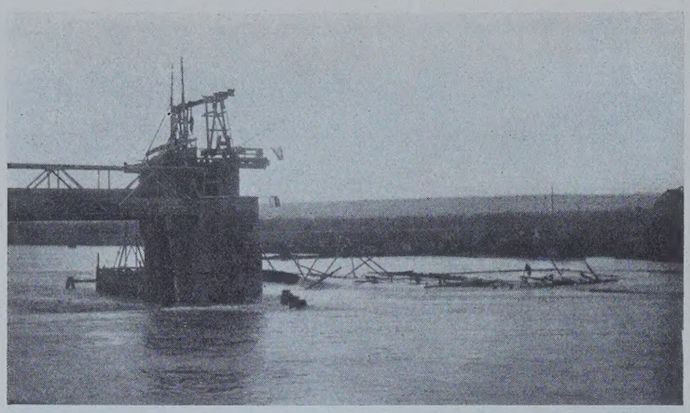


Abb. 7. Der Wasserüberdruck beginnt beim Punkte *F* die Längswand des Fangedammes in die Schiffahrtöffnung umzulegen.

Abb. 8. Bis oberhalb des Punktes *H* fortgeschrittene Umlegung der Längswand des Fangedammes in die Schiffahrtöffnung.

noch auf ihre ganze Länge mit plattenförmigen Sandsteinen unterpackt. Die Bauarbeiten in der Baugrube waren im vollen Gange, als am 28. Dezember 1916 morgens kurz vor Arbeitsbeginn an der oberen Fangedammwand etwa beim Punkte *D* (Abb. 1) bei einem Außenwasserstand von + 95,80 (leicht angespanntes MW) ein Einbruch in die Baugrube stattfand. Bei Arbeitsbeginn konnte nur festgestellt werden, daß ein Teil der oberen Wand umgelegt oder abgebogen in der Baugrube lag. Die Stützböcke und der größte Teil des an der Einbruchstelle stehenden Rammgerüstes waren zerstört und aufgetrieben. Vor und hinter der Wand hatten sich tiefe, bis weit unter die Fangedammunterkanten reichende Auskolkungen gebildet. Ob ein Wasseraufbruch in der Baugrubensohle unter der Umwehrung hindurch oder ein Eindrücken und Umlegen der Wand durch den Überdruck des Außenwassers die Ursache des Einsturzes gebildet hatte, war umstritten. Ich halte nach wie vor die zweite Begründung für die wahrscheinlichere. Dafür spricht auch, daß ein Sohlenaufbruch innerhalb der Umwehrung, wie er fast an der gleichen Stelle des Fangedammes für die Turbinenpfeilerbaugrube infolge Austreibens

Abb. 9. Draufsicht vom Mittelpfeiler aus auf die vom Hochwasser umgelegte Längswand des Fangedammes.

des im Baugrund mit anstehenden Fließsandes wohl im gleichen Jahre auf der Wehrbaustelle Groß-Krotzenburg a. M. auftrat, ein anderes Bild ergibt. Ein derartiger Aufbruch füllt vor allem die Baugrube sehr rasch mit Wasser. In Mainkur hat sich die beim Anheizen des in der Turbinenpfeilerbaugrube arbeitenden Löffelbaggers beschäftigte Baggerbesatzung, durch das Knacken brechender Hölzer aufmerksam gemacht, noch leicht und trockenen Fußes retten können; dabei mußte sie den Weg aus dem Löffelbagger in die 5 m tiefe Turbinenpfeilerbaugrube und über eine Leiter gleicher Höhe bis auf die alte Flußsohle zurücklegen, die noch 30 m weit zu durchschreiten war. Bei einem Sohlenaufbruch wäre die Baggerbesatzung wohl unrettbar verloren gewesen. Zudem dürfte auch ein Aufbruch dieser Art bei dem vorliegenden tonigen Untergrund wenig wahrscheinlich sein. Ein durch den Überdruck des Außenwassers bewirktes Umlegen der Wand, das durch den anstehenden sehr weichen Tonuntergrund besonders begünstigt werden mußte, dürfte dagegen wohl die richtigere Begründung für den Einbruch bilden. Die Bodenpressungen waren für den weichen Untergrund zu groß. Der weitere Vorgang beim Umlegen der so ihrer Stützen beraubten Wand erklärt sich auf einfachste Weise, ebenso die Kolkbildungen, die entstehen mußten, da die auf die Flußsohle umgelegten Wandteile den weichen Ton auf die Einbindetiefe der Bohlen mit hoch drückten, während das unter der Wand hindurchströmende Wasser die so entstandenen Kolke weiter vertiefte. Dieser ganze Vorgang brauchte eine etwas längere Zeitspanne. Die Einbruchstelle zeigen Abb. 5 bei höherem Wasserstande am 31. Dezember, nach zurückgegangenem Hochwasser die Abb. 3 u. 6. In Abb. 3 ist ein Teil der eingedrückten Wand bereits wieder entfernt, die Ersatzrammungen sind im Gange.

Zu beachten sind die scharfen Abbiegungen der umgelegten Fangedammwände (s. auch die anderen Abb.) an den Stoßstellen der ⊏-Eisenzangen zu 4,50 m langen Tafeln, die bei Sicherung der Stöße nicht oder aber in Kurvenform aufgetreten sein würden. Allerdings wären dann im Falle eines Einbruches größere Teile der Wand mit in Mitleidenschaft gezogen oder schief gestellt worden. Die sich oft als recht wertvoll erweisende hohe Elastizität der eisernen Spundwände und der außerordentlich feste Zusammenschluß der „Rothe Erde"-Spundwand im Führungsschloß werden für zusammenbrechende Fangedämme ein Nachteil gegenüber den Holzfangedämmen. Bei letzteren kann sich das Hochwasser in Durchbrüchen, die bei gleicher Sachlage örtlich enger begrenzt bleiben werden, Luft schaffen. Alle Gesichtspunkte, die einen eisernen Fangedamm zum Einsturz bringen können, sind daher besonders zu beachten. — Neben der Einbruchstelle zeigte sich am 31. Dezember eine starke Rissebildung in einer an der Stoßstelle der ⊏-Eisen stehenden Bohle. Der Riß erweiterte sich am nächsten Tage unter den Einwirkungen der einstürzenden, benachbarten Teile der flußseitigen Längswand zu einem klaffenden Spalt (Abb. 6). Es ergab sich später, daß nicht das Führungsschloß, sondern der 10 mm starke Steg der Bohle auseinandergerissen worden war. Die gleiche Beobachtung an „Rothe Erde"-Spundwänden, Profil II, teilt Herr Marinebaumeister Prüß, Kiel, im Zentralbl. d. Bauv., 40. Jahrg., 1920, Nr. 33, in seiner Abhandlung über Erfahrungen mit eisernen Spundwänden im See- und Hafenbau mit. Die weiteren Zerstörungen am Fangedamm, die durch das bis auf + 97,70 ansteigende Hochwasser angerichtet wurden, setzten am 1. Januar 1917 besonders stark ein. Ich konnte sie von der Plattform des Mittelpfeilers aus gut verfolgen und photographisch festlegen lassen. Infolge der beim II. Bauabschnitt bedeutend größeren Einengung des Flußquerschnittes betrug der Gefälleunterschied zwischen den Wasserständen innerhalb und außerhalb der Umwehrung, als morgens die obere Ecke *E* gerade überflutet wurde, an der unteren Wand rd. 1,10 m. Zwischen den Punkten *E* und *G* — letzterer lag etwa in Höhe des Auslaufes der Rundung des Mittelpfeilervorkopfes — fiel das Wasser wehrartig in die Schiffahrtöffnung ab. Vom Punkte *F* ab nach stromab zu ragten die flußseitige Längswand und die untere Abschlußwand aus dem Wasser heraus, vom Punkte *G* ab etwa um das obige Maß von rd. 1,10 m, da der Fluß unterhalb vom Punkte *G* auf die Länge des übrigen Teiles der Längswand infolge von Querströmungen, die von der linken Flutöffnung hinter der einstweiligen Anschlußwand am Hinterkopf des Mittelpfeilers her auftraten, nur wenig Gefälle hatte. Den weiteren Vorgang zeigen am besten bei langsam ansteigender Flut die Abb. 7, 8 u. 9. In Abb. 7 beginnt das unter 1,10 m Überdruck stehende, von der Baugrube her überfallende Wasser etwa beim Punkte *F* die Längswand und ihre nach stromab zu anschließenden Teile, unterstützt durch die saugende Wirkung des überstürzenden Wassers, langsam in die Schiffahrtöffnung umzulegen, sie immer tiefer abbiegend. Den ganzen Tag über mußten die Fluten ihre zerstörenden Kräfte wirken lassen, ehe es ihnen gelang, die Längswand bis kurz oberhalb der Ecke *H* in den Fluß umzudrücken. Dieser Eckpunkt nebst den anschließenden Schrägen bot erfolgreichen Widerstand. Einesteils bewährten sich die mit „Rothe Erde"-Spundwänden auch in sehr kleinen Halbmessern leicht zu schlagenden abgerundeten Eckausbildungen infolge ihrer gewölbeartigen Wirkung allgemein im Hochwasser sehr gut, anderseits hatte sich das Wasser inzwischen über die teilweise umgebogene untere Wand hin-

weg einen weiteren Abflußweg gebahnt. Bei dem am 3. Januar mit + 97,70 erreichten Höchststand bildete sich dann über die Umwehrung hinweg etwa das Hochwassergefälle des Flusses aus, das nur an den noch stehenden Teilen der unteren Wand durch einen niedrigen Überfall unterbrochen wurde (Abb. 10). Beim fallenden Wasser zeigten sich wenig erfreuliche Bilder (Abb. 6 u. 11). Da der Bau schnell gefördert und die Schifffahrtöffnung für zu Tal fahrende, mit Getreide der Heeresverwaltung beladene Schiffe freigehalten werden mußte, begann, unterstützt durch ein Hilfskommando Mainzer Pioniere, eine überaus mühsame und äußerst kostspielige Arbeit, die Beseitigung der eingestürzten alten Fangedammwände. Nebenher ging das Schlagen von Ersatzwänden aus 9 bis 10 m langen Bohlen Profil IV an der oberen Wand, deren umgedrückte Reste teils gezogen, teils liegengelassen wurden, um im Schutze des neuen Fangedammes beseitigt zu werden. Der Teil der nach dem Unterwasser ausgebauchten und im tiefsten Punkte nur bis + 96,0 abgebogenen unteren Wand wurde vorerst nicht aufgerichtet. Dieser Teil der Umwehrung war als solche brauchbar, da seine Bohlen noch im Boden saßen, doch zeigte er eine größere Längung in Richtung der Achse des Bohlenquerschnittes, der sich teilweise trotz doppelter ⊏-Eisen-Verzangung von 38 bis 51 cm Länge unter Abbiegung der Schraubenbolzenschäfte gestreckt hatte. Auch hierbei gab das Führungsschloß der Bohlen einen Beweis für einen fast unzerreißbaren Zusammenschluß. Die gleichen Vorzüge zeigten sich auch an den Bohlen der teilweise bis auf die Flußsohle umgedrückten, aber ebenfalls noch im Boden stehenden Längswand. An keiner Stelle hatte das Führungsschloß versagt. Die umgedrückte untere Wand wurde nach dem Leerpumpen der neuen Umwehrung ohne viel Mühe von der Baugrube her vollends aufgerichtet, nachdem sie durch den Druck des Außenwassers teilweise angehoben worden war. Bei ihrer zu großen Länge bildete sie jetzt eine Einbuchtung nach der Innenseite zu. Die Hauptschwierigkeiten entstanden beim Entfernen der in die Schiffahrtöffnung umgelegten Teile der flußseitigen Längswand. Um sie aufrichten zu können, mußten auf der Mitte des rd. 70 m entfernten Schleusentrennungsdammes erst Stützpunkte in Form von Betonfundamenten geschaffen werden, in die Spundwandabschnitte eingesetzt wurden, die als Haltepunkte für schwerere Flaschenzüge dienten. Die Wand wurde dann, fortlaufend nachfassend, an den ⊏-Eisenzangen mit schweren Ketten oder kräftigen Drahtseilen gefaßt und, soweit es möglich war, aufgerichtet und unter die Ziehmaschine gebracht. Des öfteren wurde ein Teilerfolg durch das Platzen aller Drahtseile wieder zunichte. Erst nachdem die Wand durch Sprengungen (Abb. 12), deren Wirkung Abb. 13 zeigt, in den Stößen der ⊏-Eisen in 4,5 m lange Tafeln oder in kürzere Teile zerlegt worden war, gelang es endlich, einen Teil der Wand zu beseitigen, wobei ein auf dem Rammgerüst aufgebauter schwerer Gerüstbock (Abbild. 12), in dem einfache Seilrollen hingen, das Anheben gut unterstützte. Zuletzt mußten diese mühsamen Arbeiten für die Bergung der umgedrückten Spundwände aufgegeben werden, da ein Aufrichten der auf der Flußsohle oder in deren Nähe liegenden Wandteile nicht möglich war, trotzdem noch der Versuch gemacht wurde, Taucher zur Hilfeleistung anzusetzen, die sich aber in der starken Strömung nicht halten konnten. Die letzten Reste der Wand, die stellenweise bis 1 m hoch verlandet war (Abb. 13), wurden im Schutz des Fangedammes des III. Bauabschnittes geborgen. Vom Rammgerüst aus entfernte Bohlen zeigen Abb. 14 u. 15, die deutlich die verheerenden Wirkungen des Hochwassers an einem falsch angelegten eisernen Fangedamm veranschaulichen. Von den Überresten der umgedrückten Wandteile war nur noch wenig brauchbar. Größere Aufwendungen für das autogene Abschneiden und für das Auseinandertreiben zusammenhängender beschädigter Bohlen empfehlen sich als unwirtschaftlich nicht. Zudem sind auch die noch als halbwegs brauchbar erscheinenden Abschnitte solcher Bohlen meist nicht mehr rammfähig.

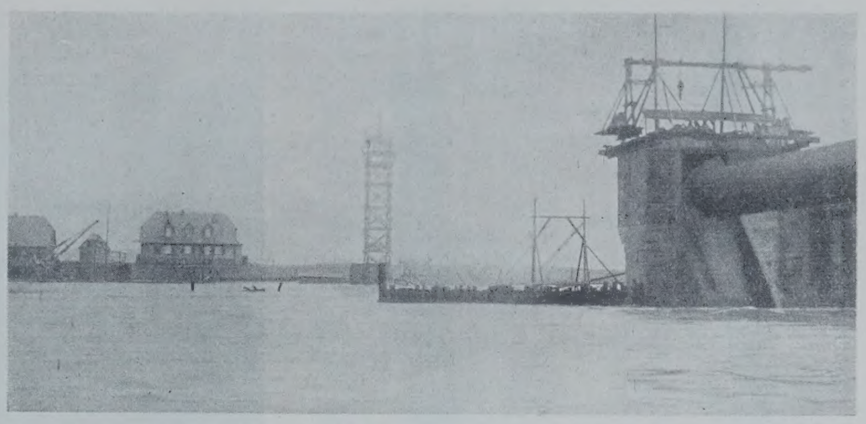


Abb. 10. Vom Hochwasser völlig überfluteter Fangedamm. Niedriger Wasserüberfall an der unteren Längswand.

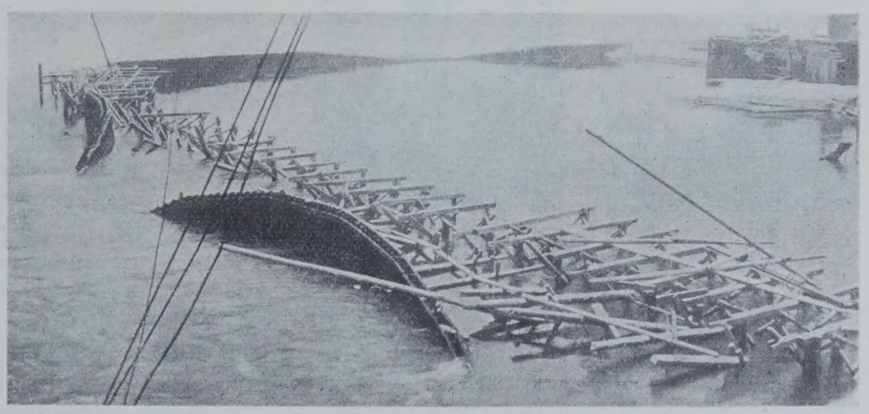


Abb. 11. Draufsicht vom Mittelpfeiler aus auf die umgelegte Längswand des Fangedammes nach Rückgang des Hochwassers.

Die aus den Zerstörungen des Fangedammes gesammelten Erfahrungen wurden bei den Neurammungen für die Wiederherstellung der Umwehrung für den II. Bauabschnitt nutzbringend verwertet. Der neue Fangedamm wurde fast genau in der alten Linienführung so ausgeführt, daß die Oberkanten der oberen Wand und der in durchgehender flacher Rundung gerammten beiden oberen Schrägen bis zum Punkte F der flußseitigen Längswand auf rd. + 96,50 zu liegen kamen. Vom Punkte F bis kurz oberhalb des Punktes H wurde die Längswand in einigen Stufen absteigend angeordnet, deren letzte auf Ordinate + 95,50 lag. Die übrigen alten Wandteile der Umwehrung wurden nicht oder nur zum Teil tiefer geschlagen, da sie teils bereits unbrauchbar geworden waren, teils sich nicht mehr oder nur noch sehr schwer auf die Solloberkante + 95,50

Abb. 12. Sprengung der eisernen Fangedammwand unter Wasser. Gerüstbock zum Anheben der umgelegten Längswand.

Abb. 13. Sprengwirkung an der umgelegten, stark verlandeten Fangedammwand.

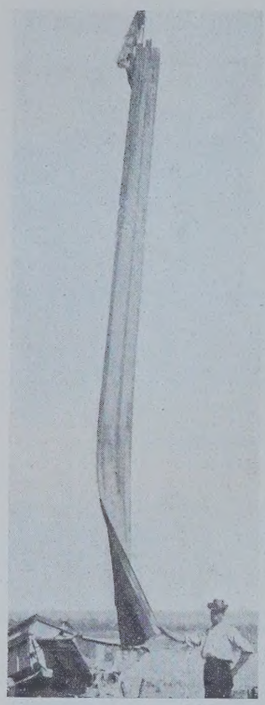


Abb. 14.

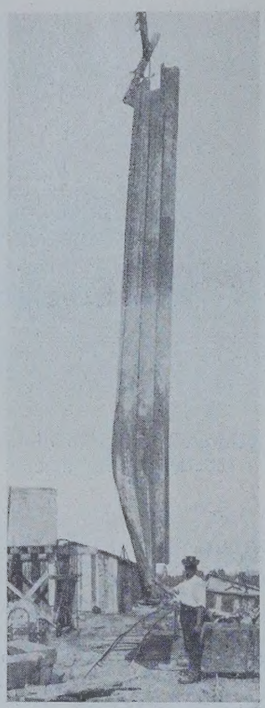


Abb. 15.

Gezogene Reste der umgedrückten Längswand.

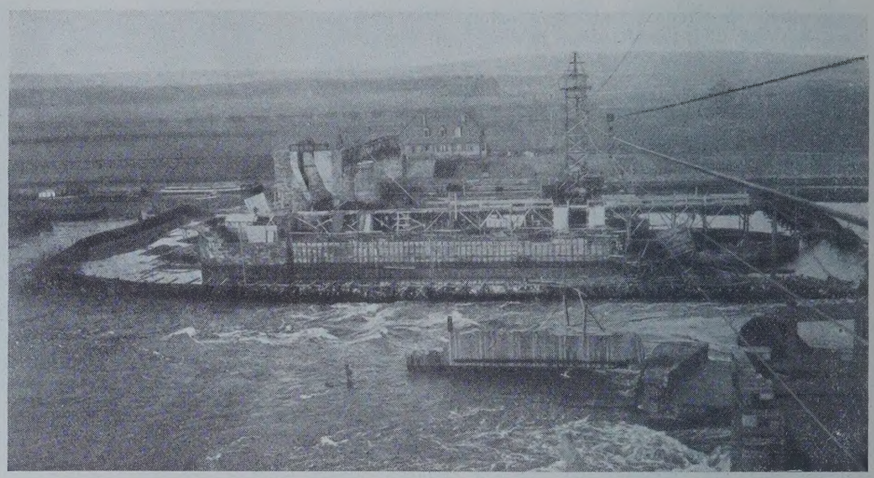


Abb. 16. Wiederhergestellter Fangedamm mit abgetreppter Höhenlage der Längswand. Im Vordergrunde der umgestürzte Mittelpfeiler.

heruntertreiben ließen. Die neue Höhenlage der Fangedammoberkanten hat sich in einem leichteren Hochwasser vom Ende Januar 1918 gut bewährt. Abb. 16 zeigt die neue Umwehrung und ihre der Senkungskurve des Flusses günstig angepaßte Höhenlage, obwohl infolge des inzwischen eingestürzten Mittelpfeilers (Abb. 16, Mitte) eine weitere Einengung des wasserführenden Flußquerschnittes den Stau noch erhöht hat. Während das Wasser durch die gezogenen Schützöffnungen der oberen Wand in die bereits fast gefüllte Baugrube fällt, stehen alle neu gerammten Teile des Fangedammes auf der Außenwasserseite etwa gleichhoch über das Wasser heraus.

Bei Wehrbauten in Flüssen mit stärkerem Gefälle dürfen eiserne Fangedämme, die tief in das Flußprofil einbinden und eine größere Längenausdehnung in der Stromrichtung haben, nie mit wagerechter Oberkante angeordnet werden. Für die Größe und die Linienführung der jeweils umwehrten Bauabschnitte und für ihre zeitliche Reihenfolge im Bauplan muß neben wirtschaftlichen Gesichtspunkten auch die Frage des kleinstmöglichen Risikos mit maßgebend sein. Eine nicht zu hohe Anordnung der Fangedammoberkanten ist vor allem ratsam, wenn keine Notflutrinnen mit für die Abführung des Hochwassers zur Verfügung stehen oder wenn der Flußquerschnitt stark eingeschnürt wird. Das Leerpumpen und Reinigen einer vollgelaufenen, aber von einer unbeschädigten Umwehrung abgeschlossenen Baugrube ist bei weitem das kleinere Übel. Zudem wird bei einer richtigen Anordnung des Fangedammes die Verlandung der Baugrube auf das erreichbar kleinste Maß herabgedrückt, da eine solche Umwehrung bei Hochwasser nicht mehr so stark als Absitzbecken für die Sinkstoffe des Flusses dienen kann. Die Einbindetiefe der Bohlen in den Untergrund muß jeweilig nach dessen Beschaffenheit bestimmt werden. In Mainkur war sie, abgesehen von der oberen Wand des II. Bauabschnittes, ausreichend.

Der richtig angelegte eiserne Fangedamm dürfte mit seinen Vorzügen, deren größter wohl in einer recht erheblich kürzeren Bauzeit liegen kann, trotz einiger Schwächen — an erster Stelle steht hier das Problem des Wiederziehens und Wiederverwendens der Spundwände — wohl durchaus in der Lage sein, mit den hölzernen Umwehrungen in erfolgreichen Wettbewerb zu treten. Möge er auch in Zukunft das Seine mit beitragen, den Weg vom Rhein zur Donau fortsetzen und durchführen zu helfen!

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Erich Reisinger: Neuere Brückenbauten der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Dresden. — Dipl.-Ing. Rich. Hoffmann: Stall- und Molkereigebäude „Erika" des Heilstättenvereins in Bad Lippspringe. — Privatdozent Ing. P. Pasternak: Die baustatische Theorie biegefester Balken und Platten auf elastischer Bettung.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ingenieur Heinrich Butzer in Dortmund in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den praktischen Eisenbetonbau im In- und Auslande und dessen wissenschaftliche Förderung.

Wettbewerbsergebnis. Bei einem Internationalen Preisausschreiben für den Hai-Ho-Kai in Tientsin-Tangku (China) erhielt die Siemens-Bauunion, Berlin, den ersten Preis.

Das neue chemisch-technologische Institut des Friedrichs-Polytechnikums, Städt. Gewerbe-Hochschule, Cöthen (Anhalt) wurde am 4. Mai d. J., dem Tage des 35jährigen Bestehens des Friedrichs-Polytechnikums, im Beisein zahlreicher Vertreter der staatlichen und städtischen Behörden sowie der Industrie feierlich eingeweiht.

Das Institut hat eine Grundfläche von rd. 1200 m² und umfaßt ein Hauptgebäude, einen Zwischenbau sowie einen Hörsaalanbau nebst den zugehörigen Nebenräumen. Das Hauptgebäude, das außer dem Keller- und Erdgeschoß zwei Obergeschosse und ein Dachgeschoß enthält, bedeckt eine Grundfläche von rd. 700 m², der Zwischenbau von 60 m², das auditorium maximum, das eine Hörerzahl von 418 Personen aufnehmen kann, eine Fläche von 350 m², der Anbau an den Hörsaal, der die Vorbereitungs- und Aufenthaltsräume für die Dozenten aufnimmt, eine Fläche von rd. 90 m². Das Gebäude soll folgende chemischen und chemisch-technologischen Laboratorien, die bisher im Hauptgebäude untergebracht waren, aufnehmen: 1. das allgemeine Chemisch-technische Laboratorium, 2. das Papiertechnische Laboratorium, 3. das Hüttentechnische Laboratorium, 4. das Keramische Laboratorium, 5. das Chemisch-technologische Laboratorium, 6. das Zuckertechnische Laboratorium, 7. das Gastechnische Laboratorium, 8. das Photochemisch-photomechanische Laboratorium, 9. das Photographische Laboratorium. In dem Neubau und den gleichzeitig vorgenommenen Erweiterungsbauten des Maschinen- und Kesselhauses sind in den Jahren 1925 und 1926 etwa 1 Mill. R.-M. angelegt worden. —r.

Der Hochwasserschutz von Paris durch einen Umleitungskanal zwischen Neuilly-sur-Marne und Saint-Denis. Die starken Niederschläge des Winters 1925/26 haben in der Seine-Niederung bereits jetzt Überschwemmungen verursacht, und man befürchtet in Paris, wo die Erinnerung an das Hochwasser von 1910 noch nicht erloschen ist, dessen Wiederholung.

Seit vier Jahren haben die im Boden aufgespeicherten Grundwassermengen sich stetig vermehrt, und man beziffert die im Bezirk von Paris zur Versickerung gekommenen Wassermengen für

1920	auf	83 000	m³
1921	„	40 000	„
1922	„	120 000	„
1923	„	126 000	„
1924	„	107 000	„
1925	„	153 000	„ .

Wenn auch ein großer Teil dieser Mengen unterirdisch der Seine als dem Hauptsammler zugeflossen ist, so ist doch namentlich in tiefer gelegenen Gebieten der Boden so gesättigt, daß er für eine weitere Wasseraufnahme nicht mehr in Frage kommt, die vorhandenen Wasserläufe vielmehr stärksten Zufluß erhalten und Überschwemmungen unvermeidlich sind.

Zur Beseitigung der dadurch bedingten gefahrdrohenden Zustände hat man zunächst an ein System zahlreicher Staumauern in den vielen Zuflüssen der Seine gedacht mit einer Gesamtspeichermenge von 700 bis 800 Mill. m³. Mag dieser Plan auch an sich nicht unausführbar sein, so

erregt er doch eine Reihe technischer Bedenken und erfordert vor allem einen Kostenaufwand von etwa 2 Milliarden.

Ein weiterer Vorschlag zur Beseitigung der Paris bedrohenden Hochwassergefahr wurde bereits nach der Überschwemmung von 1910 im Auftrage der Stadt Paris ausgearbeitet und sah den Bau eines Umleitungskanals von 500 m³/Sek. Durchflußmenge zwischen Annet und Saint-Denis vor, dessen Verlauf aus Abb. 1 ersichtlich ist. Die Ausführung wurde damals auf 385 Mill. Fr. veranschlagt, kam aber — als die Furcht vor einer Wiederholung der Hochwasserverheerungen nachließ — seither in Vergessenheit, zumal da die Beseitigung verschiedener Stauanlagen im Bett der Seine, der Neubau der Brücke de la Tournelle, deren Pfeiler das Flußbett gleichfalls eingeengt hatten, und namentlich der Abbruch der La Monnaie-Schleuse die Gefahr einer Überschwemmung wie die von 1910 verminderten.

Demnach ist eine weitere Senkung der Hochwasserstände erforderlich und ein Umleitungskanal dafür das Gegebene: Wie E. Maynard in Génie Civil vom 13. Februar 1926 ausführt, ist es jedoch keineswegs erforderlich, diesen Kanal für eine Durchflußmenge von 500 m³/Sek. zu bemessen, da die eben erwähnte Freimachung des

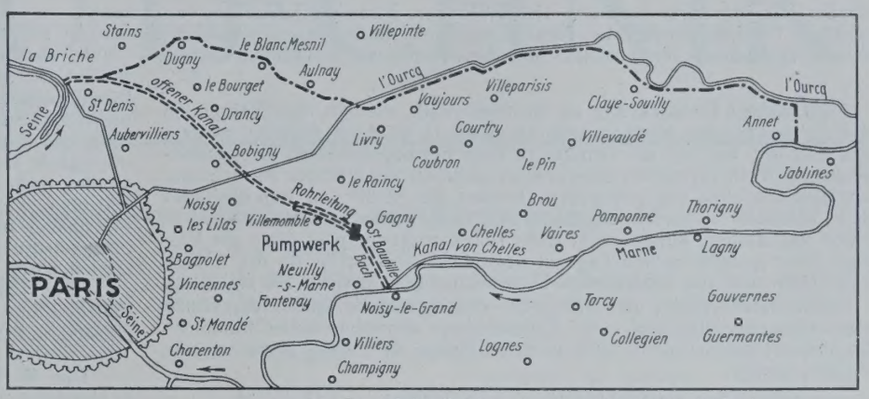


Abb. 1.

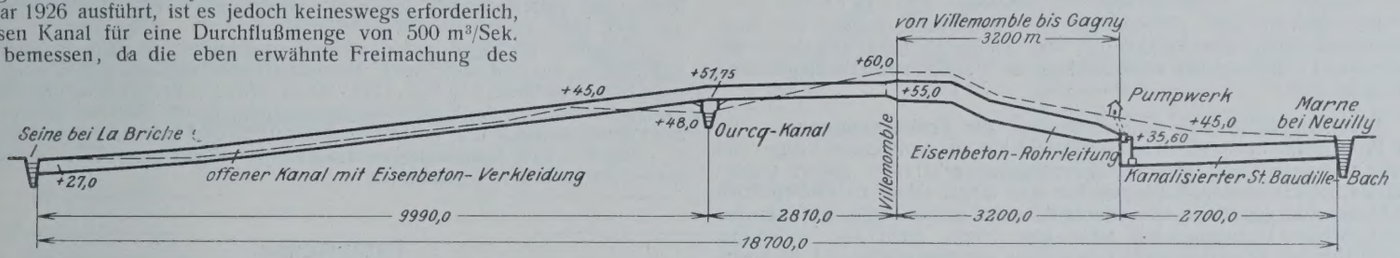


Abb. 2.

Flußbettes in der Tat die 1910 vorhandenen Gefahrenquellen wenn auch nicht beseitigt, so doch vermindert hat.

Die Wasserführung der Marne ist nur in 3 Monaten größer als 200 m³/Sek. und nur in $2^1/_2$ Monaten größer als 260 m³/Sek.; in trockenen Jahren sinkt sie — bei Lagny — einen ganzen Monat lang auf 11 m³/Sek., soll jedoch — um die vorhandene Wasserkraftversorgung nicht zu gefährden — im Durchschnittsminimum 60 m³/Sek. betragen.

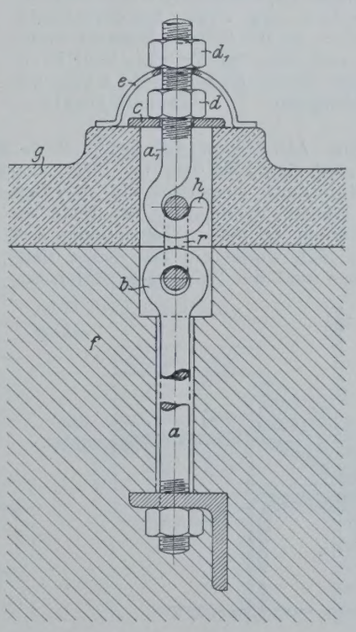
Bei einer Wasserführung von 500 m³/Sek. zeigt die Marne bei Annet einen Pegelstand von + 41,90; der höchste Hochwasserstand am 27. Januar 1910 betrug + 43,66 m bei einer Wasserführung von 800 m³/Sek. Diese Erwägungen führen Maynard zu dem Vorschlage für den Umleitungskanal zwischen Neuilly-sur-Marne und Saint-Denis für 250 m³/Sek. Wasserführung:

Nach der Karte Abb. 1 fließt rechts von Neuilly-sur-Marne von Gagny-l'Epoque zur Marne ein kleiner Wasserlauf, der Saint-Baudille-Bach. Bei seiner Einmündung in die Marne liegt der Pegelstand der letzteren auf + 37,50; derjenige der Seine bei La Briche auf + 29. Die in Abb. 1 vorgeschlagene Verbindung dieser beiden Punkte durch Fortsetzung des Saint-Baudille-Baches über Gagny, Villemomble und den Ourcq-Kanal hätte sonach auf eine Strecke von 18 700 m einen Höhenunterschied 8,50 m zu überwinden. Dafür werden zwei Lösungen vorgeschlagen: Die erstere sieht die Kanalisierung des Saint-Baudille-Baches bis Gagny vor und hier die Aufstellung einer Pumpstation, um überschüssige Hochwassermengen in drei geschlossenen Eisenbetonleitungen abzupumpen und sie alsdann im offenen Kanal der Seine zuzuführen (Abb. 2).

Nach der zweiten Lösung wäre der dreifache Eisenbetonrohrstrang als Heberleitung zu betreiben, was eine Leitungslänge von 7 km und eine Leistung von 85 000 PS erfordern würde; des Kostenpunktes wegen sieht Maynard von einem weiteren Verfolg dieses technisch bemerkenswerten zweiten Planes ab. Die Kosten seines ersten Vorschlages beziffert er auf 285 Mill. Fr., wozu die jährlich mit 7 450 000 Fr. bezifferten Betriebskosten des Pumpwerkes oder — wenn diese zu 9 % kapitalisiert gerechnet werden — noch weitere 83 Millionen kommen. Damit würde sich die Ausführung mit zusammen 368 Mill. Fr. noch immer auf weniger als die Hälfte der nach heutigem Geldwert auf 900 Mill. Fr. geschätzten Kosten eines Kanals zwischen Annet und Saint-Denis stellen. Ki.

Eisenbetonabbruch mittels Fallhammers. Eine zweistöckige Garage aus Eisenbeton in New York sollte in möglichst kurzer Zeit abgebrochen werden, um den Aufbau eines an derselben Stelle zu errichtenden Eisenbaues ohne Verzögerung zu ermöglichen. Der Abbruch hätte, da in bebauten Gegenden Sprengungen und dergleichen nicht statthaft sind, längere Zeit in Anspruch genommen; doch wurde die Arbeitszeit durch Anwendung eines 2260 kg schweren, durch Preßluft betriebenen Fallhammers auf 25 Arbeitstage verkürzt. Man hatte vorher versucht, den Abbruch durch Verwendung einer schweren Fallkugel aus Stahl zu beschleunigen. Dieses Mittel erwies sich aber nach einer Mitteilung der V. D. I.-Nachrichten als wenig wirksam, auch prallte die Kugel so hoch zurück, daß diese Arbeitsweise allein wegen ihrer Gefährlichkeit wieder aufgegeben werden mußte. Die dumpfen Schläge des Fallhammers haben dagegen rasch und zweckmäßig zur Zerstörung der Säulen, Decken und Zwischenwände geführt. Beim Bearbeiten des Fußbodens wurde unter dem Hammerbären mit einem Drahtseil ein eisernes Rohr befestigt; die Mauern wurden dagegen ohne Zwischenschaltung irgendwelcher Teile unmittelbar zerstört. Der Fallhammer durchschlug z. B. in 6 Minuten eine 15 cm dicke Zwischenwand von 3,66 m Höhe von oben bis unten. Die Anwendung des Hammers bot nicht nur den Vorteil, das Bauwerk in kurzer Zeit zu zerstören, sondern der Beton wurde auch so weit von den Eiseneinlagen gelöst, daß nur noch geringe Arbeit notwendig war, um die Abfälle dem Schrotthandel zuführen zu können.

Gelenkiger Fundamentanker. Die beim Aufstellen von Stützen, Säulen, sowie von Maschinen und anderen Werkstücken allgemein üblichen Fundamentanker dürfen bekanntlich erst dann fest einbetoniert werden, nachdem die Stütze, Säule oder Maschine auf das Fundament gestellt und genau ausgerichtet worden ist. Neuerdings führt die bekannte Eisenkonstruktions- und Wellblechfirma L. Bernhard & Co., Berlin NW 40, mit Erfolg den in der Abb. dargestellten gelenkigen zweiteiligen Fundamentanker aus, bei dessen Verwendung die Lage des auf einem Fundament f zu befestigenden Werkstückes g innerhalb gewisser Grenzen unabhängig von der Lage des unteren Ankerteiles a wird, so daß dieser schon zusammen mit dem Einbringen des übrigen Fundamentbetons fest einbetoniert werden darf. Der Ankerteil a endigt in einer geschmiedeten Öse b, die zweckmäßig etwa mit Oberkante Fundament abschneidet. Die Öse b nimmt einen geschmiedeten geschlossenen Ring r auf, in den der Haken h eingreift, zu dem das untere Ende des oberen Ankerteiles a_1 ausgebildet ist. Der Ring r gestattet eine gewisse Verschiebung des auf das Fundament gestellten Werkstückes g nach allen Richtungen, indem er sich entsprechend etwas schief einstellt. Vor der Verschiebung des Werkstückes in dessen richtige Lage ist die auf der Unterlagscheibe c sitzende Ankermutter d nur so leicht anzuziehen, daß die Gelenkigkeit des Ankers noch nicht aufgehoben wird. Ist das Werkstück in seiner richtigen Lage, so läßt sich diese sichern durch einen über das obere Ende des Ankerteiles a_1 gestreiften, auf dem Werkstück aufruhenden elastischen Bügel e, der durch strammes Anziehen der oberen Ankermutter d_1 etwas niedergedrückt wird und durch seine Spannung die Gelenkigkeit des Ankers völlig aufhebt. Die Ankermutter d, die sich beim Anziehen von d_1 etwas von der Scheibe c abgehoben hat, kann nunmehr



wieder fest angezogen werden. Der unter dem Namen „Gelenkos“ vertriebene Fundamentanker ist durch Deutsches Reichs-Patent geschützt; seine Verwendung dürfte sich in manchen Fällen als praktisch erweisen. Ls.

Hamburgs Entwicklung als Welthafenstadt, die mit dem Zeitpunkte des Zollanschlusses einsetzte und die Stadt in raschem Aufstieg zu dem gemacht hat, was sie ist, nämlich zu einer der bedeutendsten Seehandelsstädte der Welt, verspricht, insbesondere wenn die der weiteren Ausdehnung hinderlichen, allzu eng gezogenen Grenzen des Stadt- und Hafengebietes dem natürlichen Ausdehnungsbedürfnis entsprechend erweitert werden, einen ungeahnten Aufschwung; denn selten vereinigt eine Stadt die Vorzüge ihrer geographischen Lage in dem Maße gleichzeitig für die Anlage von Häfen wie von industriellen Unternehmungen in sich, wie Hamburg.

Der Hafenverkehr, der von jeher die eigentliche Quelle der Größe Hamburgs darstellte, war nach „United States Department of Commerce“ im Jahre 1924 in den zehn größten Häfen der Welt insgesamt an Registertonnen:

New York . .	37 300 000	Liverpool . .	24 700 000
Honkong . .	35 700 000	Shanghai . .	24 700 000
Antwerpen . .	31 300 000	Rotterdam . .	22 400 000
Hamburg . .	30 900 000	Kobe	20 500 000
London . . .	29 600 000	Singapore . .	11 700 000

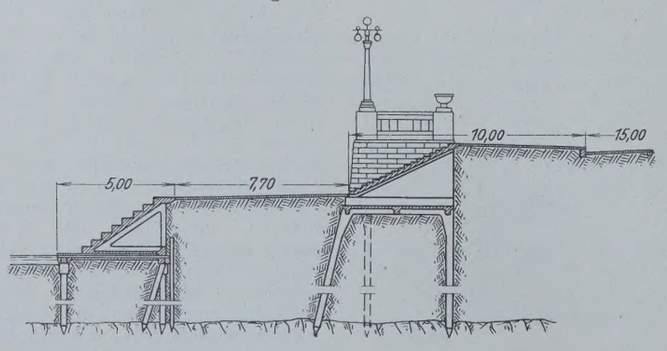
Der Bericht des „Department of Commerce“ knüpft an diese Zusammenstellung die Bemerkung, daß Hamburg trotz der Nöte der Kriegs- und Inflationsjahre seine Stellung im Welthandelsverkehr glänzend behauptet hat. N. B.

Versuchspfähle aus Schmelzzement für Proberammungen. Da bei Proberammungen nicht immer Holzpfähle in genügender Länge und Stärke vorhanden und auch die Eindringungsverhältnisse anders geartet sind als bei Eisenbetonpfählen, so hat man längst schon zu Probepfählen aus Eisenbeton gegriffen. Die erforderliche Abbindezeit von 28 Tagen bei gewöhnlichem Portlandzement steht aber häufig nicht zur Verfügung. Probepfähle aus Schmelzzement gebrauchen nur eine eintägige Erhärtungszeit, um ohne weiteres gerammt werden zu können. Über die Bewährung solcher Pfähle berichten in Eng. News-Rec., Bd. 96, Nr. 6, zwei amerikanische Ingenieure.

Der erste Fall, über den H. D. Miller berichtet, ist eine Proberammung des California-Straßenbauamts; zur Verwendung gelangte ein Pfahl von 16 m Länge und einem quadratischen Querschnitt von 45 × 45 cm. Genau 24 Stunden, nachdem der Pfahl gegossen war, wurde er sogleich mit einer 2,3-t-Dampframme 15 m tief eingetrieben. Hierzu waren 643 Schläge erforderlich, und der Probepfahl zeigte, abgesehen von einigen geringfügigen Absplitterungen am Pfahlkopf, nicht die geringste Beschädigung. Leider konnten die gleichzeitig mit dem Pfahl hergestellten Probekörper nicht zum Bruch gebracht werden, weil die zur Verfügung stehende staatliche Prüfmaschine nur bis zu einem Druck von 395 kg/cm² reichte.

Der folgende, von R. W. Cropper erstattete Bericht handelt von Proberammungen für die neue Stadthalle in St. Joseph, Missouri. Im ganzen wurden neun Probepfähle geschlagen, die entsprechend dem dort verschieden hoch aufgefüllten Boden 7 bis 15 m lang waren, bei einer Stärke von 36 × 36 cm am Kopf und 20 × 20 cm an der Spitze. Bewehrt waren die Pfähle durchweg mit 20-mm-R.-E. und einer Spirale aus Draht Nr. 6. Die Pfähle widerstanden einwandfrei dem Eintreiben mit einer 1,4-t-Dampframme bei 13 Schlägen je 2,5 cm Eindringung. Dr. Luz David.

Eine Uferpromenade für Buenos Aires wird auf Beschluß der Stadtverwaltung dadurch geschaffen, daß das Ufer des La Plata, das bisher als Abladeplatz für Abfälle gedient hatte, ausgebaut wird, um den gesundheitsschädlichen Folgen einer solchen Verwendung ein Ende zu bereiten, und statt dessen der Bevölkerung an heißen Tagen einen Ort der Erholung zu bieten. Im Frühjahr 1925 wurde ein Teil dieses Bauvorhabens in zwei Losen ausgeschrieben und der Siemens-Bauunion der



Bauauftrag für ein Los erteilt. Dieser Bauabschnitt hat eine Länge von 700 m und sieht die Herstellung einer etwa 4,50 m über dem Meeresspiegel liegenden Promenadenstraße und einer 2 m tiefer gelegenen Fußgängerpromenade vor. Die obere Straße hat eine 15 m breite Fahrbahn für Kraftwagen und nach dem Wasser zu einen 10 m breiten Fußweg (s. Abbildung). In gewissen Abständen gelangt man auf breiten Treppen zu der tieferen Strandpromenade von 8 m Breite, die überall durch Treppen mit dem zur Ebbezeit freiliegenden Badestrande verbunden ist. Diese zum Strande hinunterführenden Treppen bestehen aus Eisenbetonkasten von 5 t Gewicht. Sie lagern hinten auf einem 0,55 m hohen und 0,40 m breiten Balken, der das Treppengewicht auf senkrecht stehende Pfähle überträgt, vorn auf einer Betonplatte, die auf dieser Seite durch Pfahlblöcke gestützt ist. An der Wasserseite ruht diese Platte auf einer Eisenbetonspundwand. Über 1500 Eisenbetonpfähle für die Auflagerung dieser Uferbefestigung wurden gerammt; außerdem mußten etwa 50 Pfähle nach der Bauart Strauß hergestellt werden, da es wegen des Geländes unmöglich war, eine Ramme aufzustellen. Alle übrigen Betonarbeiten wurden nach dem Gußbetonverfahren mit fahrbarem Gießturm hergestellt. Die obere Fahrstraße wird nach der Uferpromenade durch eine einfache Stützmauer aus Werksteinen abgeschlossen, die wiederum auf eine Pfahlblockkonstruktion gegründet ist. Ferner beabsichtigt die Stadt, auch den letzten, etwa 8,5 km langen Teil des La Plata-Ufers auf ähnliche Weise zu einer Promenade umzuwandeln, so daß nach Vollendung dieser Arbeiten eine ungefähr 10 km lange Uferstraße der Erholung suchenden Bevölkerung zur Verfügung stehen wird.

Die 65. Hauptversammlung des VDI findet vom 12. bis 14. Juni in Hamburg statt. Am 12. Mai waren 70 Jahre vergangen, seitdem der VDI, 1856 in Alexisbad im Harz von 23 jungen Ingenieuren, zumeist Alten Herren des akademischen Vereins „Hütte“, ins Leben gerufen, begann: „die Zusammenfassung der geistigen Kräfte der deutschen Technik zum Wohle der vaterländischen Industrie“ vorzubereiten und durchzuführen. Der VDI zählt zurzeit rd. 30 000 Mitglieder.

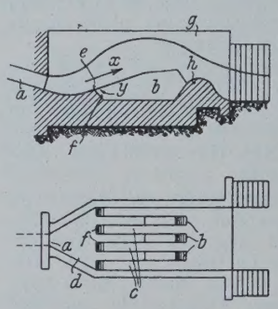
Von den Vorträgen auf der Hauptversammlung seien u. a. erwähnt der Vortrag von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann über Prüfung und Bewertung der Straßenbaustoffe, von Prof. Dipl.-Ing. v. Moellendorff über die Stoffkunde im Rahmen der Ingenieurwissenschaften, ferner von Prof. Goerens über Stahlqualitäten und deren Beziehungen zu den Herstellungsverfahren.

Näheres und Anmeldung zur Hauptversammlung durch VDI-Geschäftstelle, Berlin NW 7, Ingenieurhaus.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Wasserkraftvernichter (Kl. 84a, Nr. 424485 vom 17.10.1922 von Firma Techn. Projektierungs- und Baubureau G. m. b. H. J. Pfletschinger & Co. und Dr.-Ing. A. Läufer in Wien). Um die lebendige Kraft des Wassers oder ähnlicher Flüssigkeiten zu vernichten, wird die ankommende Wassermenge im Sturzbett in breiter Schicht so weitergeführt, daß sie unter dieser Schicht einen Gegendruck oder eine Gegenströmung von Wasser erzeugt, das aus der Wassermenge über der Anlage herangeholt wird. Man baut hierzu in der Strömungsrichtung des Wassers hinter dem Wehr oder dergl. ein Becken *g* mit den Wasserbalken *i* unterstützenden Längsrippen *b* ein. Am Anfang der Längsrippen befindet sich die Sprungkante *e*, und der stromabwärts liegende Beckenrand ist als Gegenwehr *h* ausgeführt. Das Wasser schießt durch das Rohr *a* und gelangt auf den Leitboden *d*, von hier über die Sprungkante *e* in der Pfeilrichtung *x* hinweg und erzeugt an der Schrägfläche *f* einen starken Unterdruck, so daß aus dem hinter den Rippen *b* und dem Gegenwehr *h* befindlichen Wasser eine Menge angesaugt wird, die in der Richtung *y* der obengenannten Wasserschicht entgegenströmt oder gegen diese drückt, wodurch die Energie vernichtet wird.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Körner von Burg an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam und der Regierungsbaurat (W.) Jaeger von Insterburg an das Wasserbauamt in Marienburg; — der Regierungsbaumeister (W.) Krueger von Marienburg an das Bauamt für den Pregelausbau in Insterburg.

Überwiesen ist: der Regierungsbaumeister (W.) Voß von der Landesanstalt für Gewässerkunde in Berlin dem Wasserbauamt in Berlin.

Das Neubauamt für den Ihle- und Plauer-Kanal in Burg ist aufgelöst worden. Seine Restarbeiten sind dem Wasserbauamt in Genthin übertragen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Kurt Günter, Georg Müller (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Regierungsbaurat i. R. Fr. W. Ortloff in Radolfzell, früher Vorstand des Wasserbauamts Celle.

INHALT: Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau — Über Tunnelbau- und Betriebsweisen. — Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Braunschweig. — Wettbewerbsergebnis. — Einweihung des neuen chemisch-technologischen Instituts des Friedrichs-Polytechnikums, Städt. Gewerbe-Hochschule, Cöthen (Anhalt). — Hochwasserschutz von Paris durch einen Umleitungskanal zwischen Neuilly-sur-Marne und Saint-Denis. — Eisenbetonabbruch mittels Fallhammers. — Gelenkiger Fundamentanker. — Hamburgs Entwicklung als Welthafenstadt. — Versuchspfähle aus Schmelzzement für Proberammungen. — Uferpromenade für Buenos Aires. — 65. Hauptversammlung des VDI. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 4. Juni 1926. — Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kranwagen.

Von Oberingenieur **Miehlke,** Stettin, Reichsbahndirektion.

Um Überbauten von kleineren Stützweiten auszuwechseln, werden Kranwagen benutzt. Die Sicherheit des Betriebes setzt dabei voraus, daß die Kranwagen auf die Gleise abgestützt, mit den Gleisen verzangt werden und ein Verschieben der Kranwagen mit daran hängender Last vermieden wird. Ferner verlangt die Sicherheit, daß das Heben und Senken der Last mit der Lastwinde allein ausgeführt werde, und daß die Höhenlage des Kranarmes unverändert bleibe, solange die Last daran hängt.

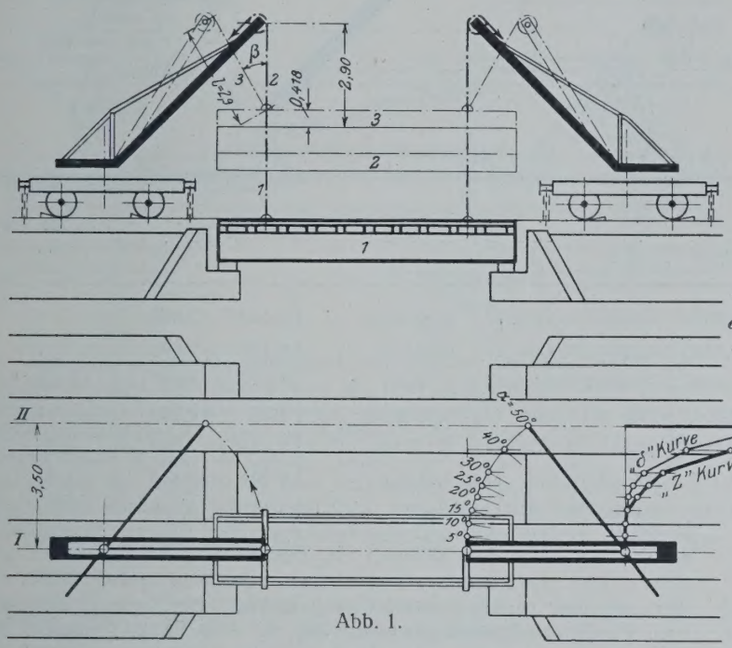


Abb. 1.

$Z = G \cdot tg\,\alpha \cdot tg\,\beta$

$\delta = h - \sqrt{l^2 - (1 - \cos\alpha)^2 r^2}$

Heben

+δ mm	+Z
478	0,7190 G
171	0,3020 "
55	0,1130 "
27	0,0628 "
11	0,0317 "
3	0,0132 "
1	0,0039 "
1	0,0005 "

Wird der in Abb. 1 dargestellte Fall betrachtet, wonach die Seile senkrecht hängend angeschlagen werden, dann ergibt sich folgendes:

Der Überbau wird aus der Ruhelage 1 in Stellung 2 gehoben, um in das Nachbargleis II übergeschwenkt und z. B. auf einen *SS*-Wagen abgesetzt zu werden. Bei der Verschwenkung des Kranarmes in die dünnlinig dargestellte Lage nehmen die bisher senkrechten und fest angeschlagenen Hangseilenden eine immer flachere Schräglage ein. Da ihre Länge unveränderlich ist, heben sie den Überbau an. Das Hubmaß ist in Abb. 2 für den Schwenkhalbmesser von 4,20 m und das Hängeseilmaß von 2,90 m $\delta_{max} = 0{,}418$ m.

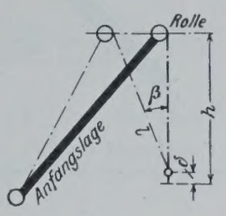


Abb. 2.

Hiernach kann die Verschwenkung nur unter gleichzeitigem Anheben des Überbaues ausgeführt werden. Diese Leistung wird etwa nicht dadurch vermieden, daß man dem Hubweg δ entsprechend das Seil nachläßt, wie dies auch aus den folgenden Entwicklungen hervorgeht. Das Nachlassen des Seiles während des Verschwenkens ist aus Gründen der Sicherheit überhaupt nicht zuzulassen. Der Hubweg „δ-Kurve" ist in Abb. 1 eingetragen. Auffallend ist sein verhältnismäßig langer schwacher, dann schnell erheblich steigender Anstieg.

Die Gleichung der „δ-Kurve" für den in Abb. 1 betrachteten Fall ergibt sich wie folgt: Es sei

h = senkrechter Abstand zwischen Anschlag und Rolle,
l = Hängelänge des Seiles,
r = Schwenkhalbmesser des Kranarmes,
α = Schwenkwinkel des Kranarmes,
u = Pfeilhöhe des Schwenkbogens,
δ = Hubhöhe.

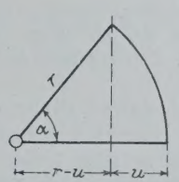


Abb. 3.

Dann ist:

$$\cos\alpha = \frac{r-u}{r} = 1 - \frac{u}{r}.$$

(1) $$u = r(1 - \cos\alpha)$$

$(h - \delta)^2 + u^2 = l^2$, da $l = h$, also $= h^2$

$$h^2 + \delta^2 - 2h\delta + u^2 = h^2$$

$$\delta = h \pm \sqrt{h^2 - u^2}$$

(2) $$\underline{\delta = h - \sqrt{h^2 - r^2(1 - \cos\alpha)^2}.}$$

Für $\alpha = 0$ ist auch $\delta = 0$.

Um den Überbau um δ anzuheben, ist anzunehmen, daß am Schwenkkopf oder an der Seilanschlagstelle ein Windenseil, mit der Zugkraft Z belastet, angebunden wird. Diese Zugkraft Z ist abhängig von dem Seilschrägzug des Hängetrums und dem $\sphericalangle \alpha$; s. Abb. 5 u. 6.

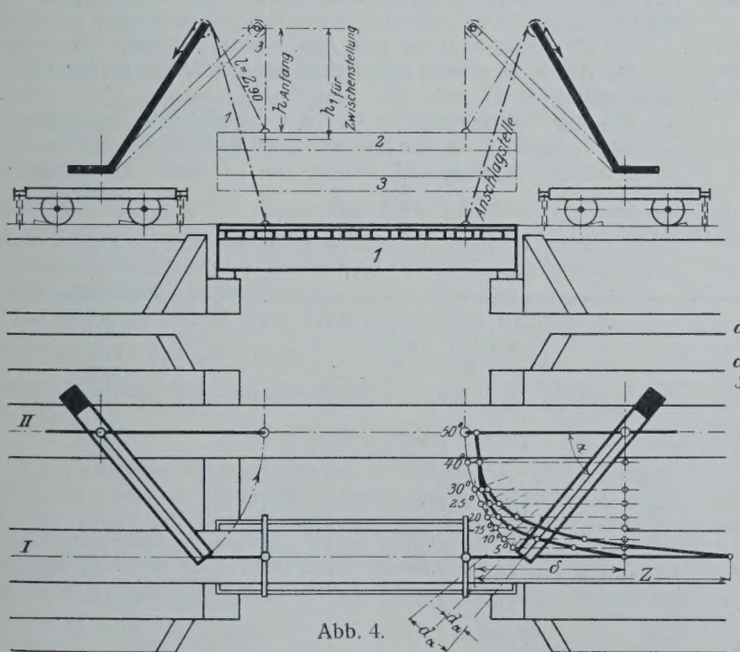


Abb. 4.

$\delta = h_1 - h_{Anfang}$

$\delta = \sqrt{l^2 - r^2(1 - \cos(\alpha - d_\alpha))^2} - h_{Anfang}$

Senken

-δ in mm	+Z
478	0
416	0,004 G
407	0,032 "
386	0,063 "
362	0,113 "
327	
247	0,302 "
745	0,718 "

An der Anschlagstelle „m" ist die wagerechte Seitenkomponente der Seilbelastung S

(3) $$S_1 = G \operatorname{tg} \beta.$$

Der Seilzug selbst ist

(4) $$S = \frac{G}{\cos\beta}.$$

S_1 wirkt am Hebelarm a und ruft das Schwenkmoment hervor:

$$M = S_1 a$$

Hierin ist

(5) $$a = (r - u)\operatorname{tg}\alpha.$$

Nach Gl. 1 ist $u = r(1 - \cos\alpha)$, somit folgt aus Gl. 1, 3, 5:

$$M = G \operatorname{tg}\beta\,[r - r(1 - \cos\alpha)]\operatorname{tg}\alpha,$$

(6) $$M = G \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta\, r \cos\alpha.$$

Die Zugkraft Z ist aus M bestimmt zu:

$$Z = \frac{M}{r - u},$$

(7) $$Z = G \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\alpha \frac{(r-u)\,r}{(r-u)\,r} = G \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta.$$

Zwischen α und β besteht die Beziehung:

$$\frac{u}{l} = \sin\beta, \text{ somit}$$

(8) $$\frac{r(1 - \cos\alpha)}{l} = \sin\beta.$$

Damit sind alle Größen bestimmbar.

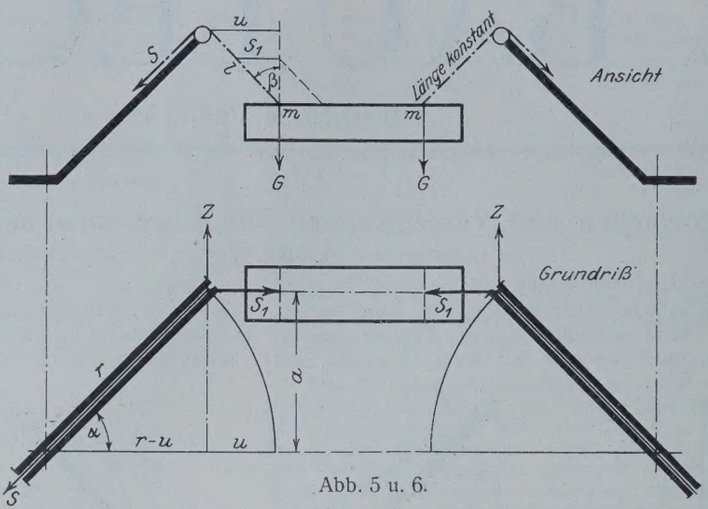


Abb. 5 u. 6.

Abb. 7.

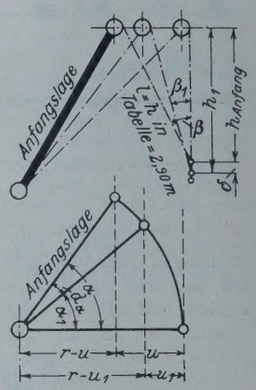


Abb. 8.

Grundwerte sind $r = 4{,}2$ m; $h = 2{,}9$ m $= l$; $h^2 = 8{,}41 = l^2$.

α	$\cos\alpha$	$(1 - \cos\alpha)$	$r(1 - \cos\alpha) = u$	$\frac{u}{l} = \sin\beta$	β	$\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta\, G = Z$			u^2	$\sqrt{l^2 - u^2} = h_1$	$\delta = 2{,}9 - h_1$ mm
						$\operatorname{tg}\alpha$	$\operatorname{tg}\beta$	Z			
5°	0,9962	0,0038	0,01638	0,00551	20′	0,0875	0,00551	0,00048 G	0,0002683	$\sqrt{8{,}4097} = 2{,}899$	1
10°	0,9848	0,0152	0,0638	0,0220	1° 20′	0,1763	0,0220	0,0039 G	0,004070	$\sqrt{8{,}4059} = 2{,}899$	1
15°	0,9659	0,0341	0,143	0,0493	2° 50′	0,268	0,0495	0,0132 G	0,02045	$\sqrt{8{,}39} = 2{,}897$	3
20°	0,9397	0,0603	0,254	0,0872	5° 0′	0,364	0,0875	0,0317 G	0,064516	$\sqrt{8{,}345} = 2{,}889$	11
25°	0,9063	0,0937	0,394	0,1350	7° 40′	0,466	0,1346	0,0628 G	0,155236	$\sqrt{8{,}2548} = 2{,}873$	27
30°	0,8660	0,1340	0,562	0,1940	11° 10′	0,577	0,1974	0,113 G	0,31584	$\sqrt{8{,}094} = 2{,}845$	55
40°	0,7660	0,2340	0,981	0,340	19° 50′	0,839	0,3607	0,302 G	0,9624	$\sqrt{7{,}4476} = 2{,}729$	171
50°	0,6428	0,3572	1,50	0,516	31° 10′	1,192	0,601	0,718 G	2,25	$\sqrt{6{,}16} = 2{,}482$	418

Die für das Verschwenken so außerordentlich hohe Zugkraft $Z = 0{,}718\,G$ kann nicht annähernd aufgebracht werden. Handelt es sich doch z. B. für $G = 12$ t um $0{,}718 \cdot 12 = 8{,}65$ t ohne Einrechnung von Reibungswiderständen des Schwenkarmes.

Rechnet man 100 kg Zugkraft, so ist es möglich, bei $G = 12$ t den Überbau nur um etwa 11° bis 12°, das sind rd. 0,8 bis 0,9 m, zu verschwenken. Die Tabelle gibt an für $\alpha = 10°$: $Z = 0{,}0039 = 48$ kg und für $\alpha = 15°$: $Z = 0{,}0132\,G = 158$ kg.

Die Auswechselung nach Abb. 1 ist daher nicht durchführbar.

In Abb. 4 ist eine Anordnung gezeigt, die in allen Teilen der in Abb. 1 gegebenen entgegengesetzt ist. Der Endzustand nach Abb. 1 ist hier der Anfangszustand, der Anfangszustand der Abb. 1 ist hier Endzustand. Wird nach Abb. 1 der Überbau angehoben, so senkt er sich hier und dies vermöge seines Eigengewichtes. Der Senkweg ist daher auch gleich den Ergänzungswerten, die, zu δ der Abb. 1 addiert, die Konstante für den größten Ausschlagwinkel, hier für 50°: $\delta_{max} = 418$ mm ergeben.

Bei 30° Ausschwenkung nach Abb. 1 ist $\delta = 55$ mm.

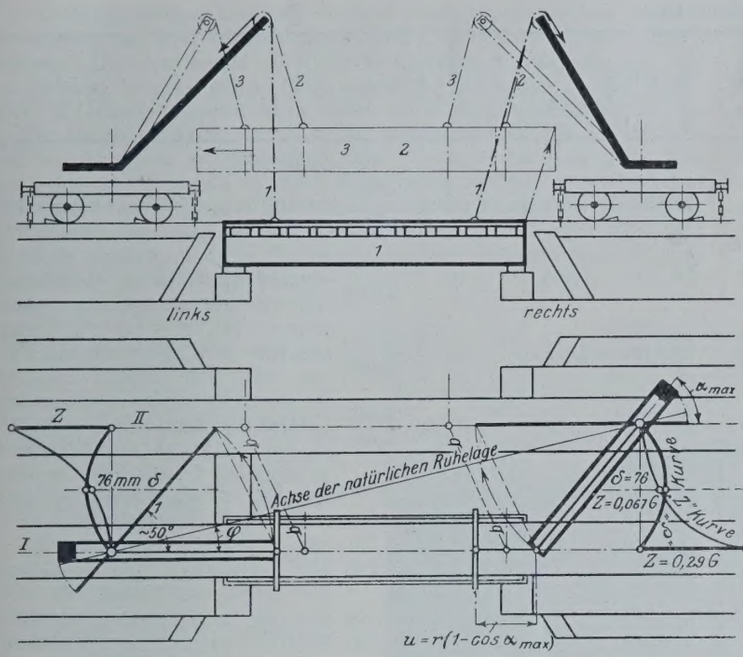
Bei 20° $= (50° - 30°)$ Ausschwenkung nach Abb. 4 ist $\delta = 418 - 55 = 363$ mm.

Mit den Bezeichnungen in Abb. 7 u. 8 ergibt sich:

$$u_1 = r(1 - \cos\alpha_1) \text{ nach Gl. 1}$$
$$h_1 = \sqrt{l^2 - u_1^2}$$
$$h_{Anfang} = \sqrt{l^2 - u^2}$$
(9) $$\delta = h_1 - h_{Anfang}$$
$$(h_a = h_{Anfang}).$$

$d\alpha$	$\alpha_1 = \alpha - d\alpha$	$\cos\alpha_1$	$u_1 = (1 - \cos\alpha_1)\,r$ $r = 4{,}2$ m	u_1^2	$h_1 = \sqrt{2{,}9^2 - u_1^2}$ $h_a = 2{,}482$	$\delta = h_1 - h_a$	Z (s. Tabelle oben)
0	50°	0,643	$0{,}357 \cdot 4{,}2 = 1{,}50$	2,25	$\sqrt{6{,}16} = \underbrace{2{,}482}_{h_a}$		0,718 G
5°	45°	0,707	$0{,}293 \cdot 4{,}2 = 1{,}23$	1,51	$\sqrt{6{,}90} = 2{,}627$	0,145	
10°	40°	0,766	$0{,}234 \cdot 4{,}2 = 0{,}98$	0,96	$\sqrt{7{,}45} = 2{,}729$	0,247	0,302 G
15°	35°	0,829	$0{,}171 \cdot 4{,}2 = 0{,}72$	0,518	$\sqrt{7{,}89} = 2{,}809$	0,327	
20°	30°	0,866	$0{,}134 \cdot 4{,}2 = 0{,}565$	0,32	$\sqrt{8{,}09} = 2{,}844$	0,362	0,113 G
25°	25°	0,906	$0{,}094 \cdot 4{,}2 = 0{,}395$	0,156	$\sqrt{8{,}254} = 2{,}868$	0,386	0,063 G
30°	20°	0,940	$0{,}060 \cdot 4{,}2 = 0{,}252$	0,064	$\sqrt{8{,}346} = 2{,}889$	0,407	0,032 G
40°	10°	0,985	$0{,}015 \cdot 4{,}2 = 0{,}063$	0,004	$\sqrt{8{,}396} = 2{,}898$	0,416	0,004 G
50°	0	1,000	0	0	$\sqrt{8{,}41} = 2{,}90$	0,418	0,000 G

Die Verschwenkkraft Z nach Abb. 1 ist hier unverändert dieselbe geblieben, sie hat hier die Aufgabe, der durch das Eigengewicht des Überbaues ausgelösten sehr erheblichen Schwenkkraft $-Z$ entgegenzuwirken. Deshalb ist hier größte Vorsicht geboten, zu leicht wird die Rückhaltkraft nachlassen und Unheil an Leben und Gut bringen. Es empfiehlt sich dann, den Überbau nur um das kleinste mögliche Maß herauszuheben, er kann dann immer nur bei anfänglich geringem Schwenkweg um kleine Maße absinken, um sich dann gleich aufzusetzen. Allerdings muß dann der Überbau stufenweise mit der Winde des Kranes immer wieder angehoben werden.



δ		Z	
links	rechts	links	rechts
0	0	0,29 G	0
76	76	0,067 "	0,067 G
0	0	0	0,29 "

Abb. 9.

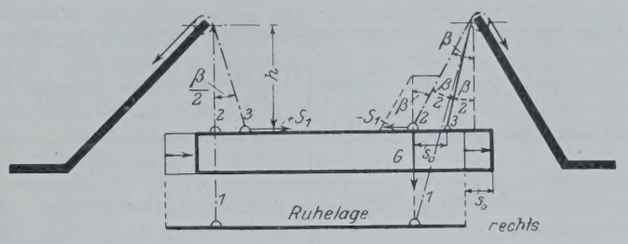


Abb. 10.

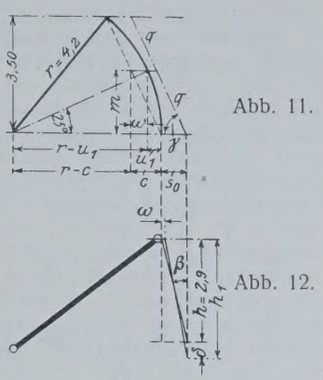


Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 9 stellt eine oft gewählte Anordnung dar, die eine Vereinigung der Anordnungen nach Abb. 1 u. 4 ist. Der entscheidende Wert dieser Anwendungsart liegt darin, daß während des Ausschwenkens nur geringe Höhenlagenänderungen des angehobenen Überbaues eintreten. Die Schwenkkräfte Z sind nur gering. Wohl aber ist als Nachteil zu beachten, daß der Überbau bei dem Herausheben seitlich weggeht, es ist dabei einige Rückdrückkraft aufzuwenden, und daß er sich ferner bei dem Ausschwenken seitlich nach der entgegengesetzten Seite bewegt. Während des Verschwenkens durchschreitet der Überbau eine neutrale Linie, die die Mitten beider Kranwagen verbindet. In dieser Lage liegen beide Kranarme in der Gewichtsebene des Überbaues. Die Hebelarme a für die Schwenkmomente sind = 0, damit sind die Momente auch = 0.

Charakteristisch ist, daß beide Kranarmköpfe während des Verschwenkens annähernd gleichen Abstand behalten im Gegensatze zu den Anordnungen nach Abb. 1 u. 4.

Von den Seilen wird (Abb. 10) das eine senkrecht, das andere um $u = r(1 - \cos \alpha_{max})$ schräg angeschlagen. Bei dem Anheben äußert sich im Schrägtrum die wagerechte Kraft $S_1 = G \operatorname{tg} \beta$ (Gl. 3), die auch das senkrechte Trum herüberholt, so lange, bis nach der Bedingung: „Summe der wagerechten Kräfte = 0" an beiden Seilanschlagstellen die Kräfte wirken: $\pm S_1 = \pm G \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}$. Da das senkrechte und das schräge Trum verschieden lang sind, wird sich der Überbau etwas geneigt einstellen. Durch entsprechendes Nachgeben am geraden Seiltrum kann der Überbau wagerecht hängend eingeregelt werden.

Die Seitenverschiebung nach rechts während des Anhebens ist:

$$s_0 = h \operatorname{tg} \beta - h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = h \left(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} \right). \tag{10}$$

Während des Ausschwenkens verschiebt sich dann der Überbau nach links um:

$$s_1 = r(1 - \cos \alpha) = u.$$

Gleichzeitig aber senkt und hebt sich der Überbau so, daß die Anfangs- und Endlage wieder die gleiche Höhe haben. Mathematisch erfaßt, ergibt sich folgendes. Wird ein Ausschwenken vorausgesetzt, bei dem der Überbau immer parallel zum Gleis bleibt, dann ist der Weg der Anschlagstellen im Grundriß durch zwei schräg parallele Linien $q \div q$ und der Weg der Schwenkarmköpfe durch die zugehörigen Kreisteilstücke gekennzeichnet.

Es ist:

$$u_1 = r(1 - \cos \alpha_1) \text{ (Abb. 11 u. 12)}$$

$$m = r \sin \alpha_1 \tag{11}$$

$$c = \frac{m}{\operatorname{tg} \gamma} = \frac{r \sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma} \tag{12}$$

$$\omega = c - u_1 = \frac{r \sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma} - r(1 - \cos \alpha_1) \tag{13}$$

$$h = \sqrt{l^2 - s_0^2}$$

$$h_1 = \sqrt{l^2 - (s_0 - \omega)^2}$$

$$\delta = h_1 - h. \tag{14}$$

Es genügt die Nachrechnung für $\alpha_1 = \frac{\alpha}{2} = 25°$

$u_1 = 4{,}2\,(1 - \cos 25°)$ (s. Tabelle zu Abb. 1) . . . = 0,394 m

$(r - u_1)^2 = (4{,}2 - 0{,}394)^2 = 3{,}806^2$ . . . . . = 14,4856 „

$m = 4{,}2 \sin 25° = 4{,}2 \cdot 0{,}4226$ . . . . . = 1,775 „

$u = 4{,}2\,(1 - \cos 50°)$ (s. Tabelle zu Abb. 1) . . . = 1,50 „

$\operatorname{tg} \gamma = \frac{3{,}5}{1{,}5} = 2{,}333; \quad \gamma = 67° 45'$

$c = \frac{m}{\operatorname{tg} \gamma} = \frac{1{,}775}{2{,}333}$ . . . . . = 0,76 „

$w = c - u_1 = 0{,}76 - 0{,}394$ . . . . . = 0,366 „

$h = 2{,}9$ m; $\operatorname{tg} \beta = \frac{u}{h} = \frac{1{,}50}{2{,}90} = 0{,}517; \quad \beta = 27° 20'$

$$\operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = \operatorname{tg} 13° 40' = 0{,}243$$

$s_0 = h \left(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} \right) = 2{,}9 \cdot 0{,}274$ . . . . . = 0,795 „

$l = \sqrt{s_0^2 + h^2} = \sqrt{0{,}795^2 + 2{,}9^2} = \sqrt{\underbrace{0{,}6320 + 8{,}41}_{\sqrt{9{,}042}}}$. = 3,0 „

$h_1 = \sqrt{l^2 - (s_0 - w)^2} = \sqrt{9{,}042 - (0{,}795 - 0{,}366)^2}$

$= \sqrt{8{,}86}$ . . . . . = 2,976 „

$\delta = 2{,}976 - 2{,}900 = 0{,}076$ m = 76 mm.

Die „δ-Kurve" in Abb. 9 läßt erkennen, daß hier ein vollendetes Pendel vorliegt, mit dem Kennzeichen gleichen Ab- und Aufstieges.

Die Verschwenkkraft Z ist wie bisher $Z = G \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha$ und in folgender Tabelle berechnet.

α	$\operatorname{tg} \alpha$	β	$\operatorname{tg} \beta$	$Z = G \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta$
0	0	13° 40′	0,243	0
25°	0,466	7° 40′ (s. nebenstehend)	$\frac{s_0 - w}{h_1} = \frac{0{,}795 - 0{,}366}{2{,}973} = 0{,}144$	0,067 G
50°	1,192	13° 40′	0,243	0,29 G

Überläßt man nach seinem Hochziehen den Überbau zunächst sich selbst, so schwingt er in die obenerwähnte neutrale Schräglage ohne äußere Einwirkung ein. Darüber hinaus sind die „Z-Kräfte" als äußere Kräfte anzusetzen.

Zu Abb. 13.

α	$\cos\alpha$	$(1-\cos\alpha)$	$r(1-\cos\alpha)=u$	u_1 / $u_{30°}-u^*)$	u_1^2	$h_1=\sqrt{l^2-u_1^2}$ $l^2=2{,}9^2=8{,}4$	$h-h_1=\delta$ $2845-h_1$ mm	$\operatorname{tg}\beta=\frac{u_1}{h_1}$	$\operatorname{tg}\alpha$	$Z=G\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\beta$
0°	1,00	0,0		0,56200						
5°	0,9962	0,0038	0,01638	−0,01638 / 0,54562	0,2977	$\sqrt{8{,}1023}=2{,}847$	− 2	$\frac{0{,}5456}{2{,}8470}=0{,}1915$	0,0875	0,0168 G
10°	0,9848	0,0152	0,0638	0,56200 −0,06380 / 0,49820	0,2482	$\sqrt{8{,}1518}=2{,}855$	− 10	$\frac{0{,}4982}{2{,}855}=0{,}174$	0,1763	0,0306 G
15°	0,9659	0,0341	0,143	0,56200 −0,14300 / 0,41900	0,1756	$\sqrt{8{,}2244}=2{,}868$	− 23	$\frac{0{,}4190}{2{,}868}=0{,}146$	0,268	0,0391 G
20°	0,9397	0,0603	0,254	0,56200 −0,25400 / 0,30800	0,0949	$\sqrt{8{,}3051}=2{,}882$	− 37	$\frac{0{,}308}{2{,}882}=0{,}1065$	0,364	0,0390 G
25°	0,9063	0,0937	0,394	0,56200 −0,39400 / 0,16800	0,0282	$\sqrt{8{,}3718}=2{,}893$	− 48	$\frac{0{,}168}{2{,}893}=0{,}058$	0,466	0,027 G
30°	0,8660	0,1340	0,562	0	0	$\sqrt{8{,}4}=2{,}9$	− 55	$\frac{0{,}0}{2{,}90}=0$	0,577	0
35° − 5°	0,8192	0,1808	0,760	0,760 −0,562 / 0,198	0,0392	$\sqrt{8{,}3608}=2{,}892$	$2900-h_1$ 0,8	$\frac{0{,}198}{2{,}892}=0{,}0685$	0,700	0,015 G
40° − 10°	0,766	0,234	0,981	0,981 −0,562 / 0,419	0,1756	$\sqrt{8{,}2244}=2{,}868$	32	$\frac{0{,}419}{2{,}868}=0{,}145$	0,839	0,12 G
45° − 15°	0,707	0,293	1,230	1,230 −0,562 / 0,668	0,4462	$\sqrt{7{,}9538}=2{,}820$	80	$\frac{0{,}668}{2{,}820}=0{,}235$	1,000	0,235 G
50° − 20°	0,6428	0,3572	1,50	1,50 −0,562 / 0,938	0,8798	$\sqrt{7{,}5202}=2{,}743$	157	$\frac{0{,}938}{2{,}743}=0{,}34$	1,192	0,40 G

*) Bei 30° ist das Seiltrum senkrecht, von hier an treten δ-Hebungen ein.

Abb. 13 stellt eine Anwendung des Falles 1 dar mit der Abänderung, daß die Seiltrümer überneigen. Nach dem Hochheben wird sofort bei geringster seitlicher Krafteinwirkung der labile Gleichgewichtszustand ausgelöst, und der Überbau schwingt selbsttätig in die neutrale Achse, die hier bei $\alpha = 30°$ vorliegt; darüber hinaus sind Außenkräfte zum Weiterausschwingen anzusetzen.

In der vorstehenden Tabelle sind die δ- und Z-Werte errechnet.

Die δ- und Z-Werte sind in Abb. 13 zu je einer Kurve vereinigt. Hiernach ist zu erkennen, daß der Überhang des Schwenkarmkopfes über die Anschlagstelle hinaus selbst im Beispiel hier noch zu gering ist, er ist möglichst groß zu wählen.

Der Versuch, durch Hin- und Herschwingen einen kleinen Zusatz an Schwenkweg zu erzielen, kann nur Erfolg haben im Falle 2. Hier ist in diesem Endzustande „Z" = 0, und die Seiltrümer hängen senkrecht. Teilweise ist dies auch möglich bei dem rechten Teil der Anordnung in Abb. 9.

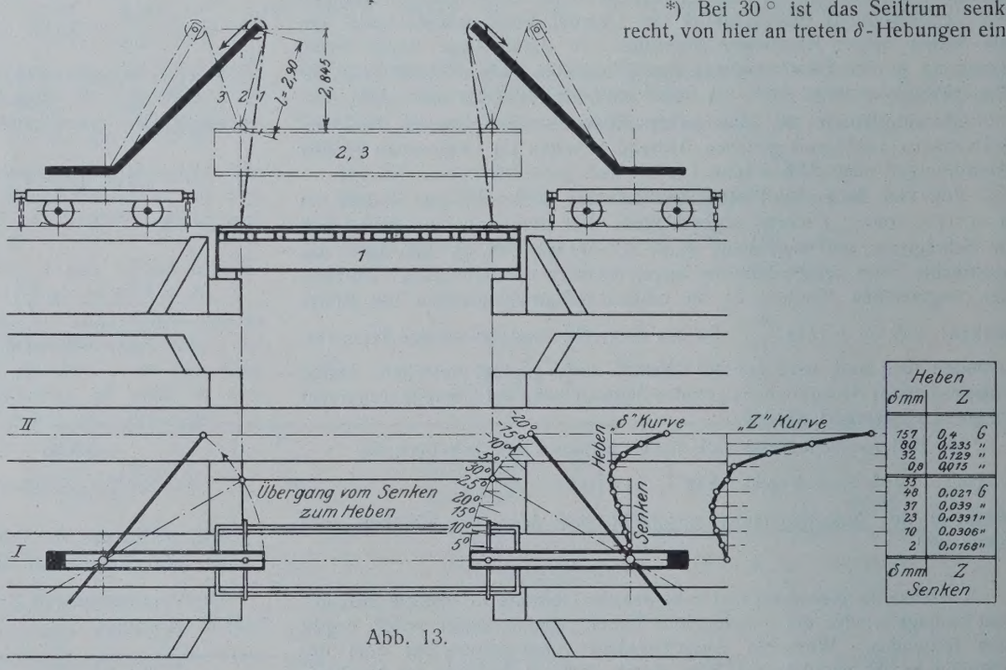


Abb. 13.

Alle Rechte vorbehalten.

Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton.

Von Regierungs- und Baurat **Friedrich Heintze,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.

In den Jahren 1922 bis 1925 sind im Schwarzwald zwei Talsperren entstanden, die eine als Schwergewichtmauer im Schwarzenbachtale für das Murgwerk[1]) und die andere in aufgelöster Bauweise in Eisenbeton nahe Vöhrenbach für die Gemeinde Vöhrenbach.[2]) Beide Talsperren stellen im deutschen Talsperrenbau Neuerungen dar: Die Schwarzenbachtalsperre ist die erste deutsche Sperre in Gußbeton, die Vöhrenbacher Talsperre ist die erste deutsche in aufgelöster Bauweise. Wenn auch in der Größe die beiden Sperren wesentlich voneinander abweichen — enthält doch die Schwarzenbachtalsperre bei 350 m Kronenlänge und 65 m Höhe rd. 300 000 m³ Betonmauerwerk, während die Vöhrenbacher Talsperre bei 25 m Höhe nur 12 000 m³ Beton enthält —, so gibt doch bei der Besprechung einiger praktischen Grundsätze, die bei der Ausführung des Schwarzenbachtalsperrenbaues in Gußbeton angewandt wurden, ein Hinweis auf die hiervon verschiedene Bauweise dieser aufgelösten Sperre beachtliche Gesichtspunkte, die bei dem meistens nur theoretisch ausgefochtenen Streit: „hie Schwergewichtmauer — hie aufgelöste Bauweise" stark ins Gewicht fallen können.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 123.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 3, S. 24.

Der Talsperrenbau wird auch im dichtbesiedelten Deutschland meistens in abgelegenen und schwer zugänglichen Gegenden ausgeführt werden müssen. Die Hauptarbeit dabei ist die Gewinnung, Heranschaffung und Einbringung von in jedem Falle beträchtlichen Massen in die Mauer. Der Bau einer Talsperre kann daher als Lösung einer Transportfrage großer Massen aufgefaßt werden, die in möglichst kurzer Frist mit Rücksicht auf die Bauzinsen zu bewältigen sind. Erscheint auf den ersten Blick die Schwergewichtmauer in dieser Hinsicht im Nachteil gegenüber einer aufgelösten Mauer zu sein, und bei theoretischen Vergleichen wird dieser Punkt stets zugunsten der letzteren angeführt, so darf nicht außer acht gelassen werden, daß die Schwergewichtmauer meistens ihren Baustoff unmittelbar an der Baustelle vorfindet, während für die Mauer in aufgelöster Bauweise ein großer Teil der Baustoffe von weit her bezogen werden muß. Bei der Schwarzenbachtalsperre waren rd. 580 000 t Granit und rd. 80 000 t Bindemittel zu bewegen, und es wurden bei der Bauausführung folgende Gesichtspunkte in den Vordergrund gestellt:

Bewältigung der Massen ausschließlich mit Maschinen, ohne daß die menschliche Hand unmittelbar in Berührung mit dem Baustoff kommt, hierbei Verwendung der geringstmöglichen Zahl von menschlichen Arbeitskräften und hierin wieder Beschränkung der gelernten Bauarbeiter auf eine Mindestzahl. Ersatz wird angestrebt durch die Maschine, bedient und unterhalten durch Arbeiter der großen eisenverarbeitenden Industrie.

Abb. 1. Schwarzenbachtalsperre.
Steinbruch: Blick auf die drei Arbeitsstellen mit 2-m³-Löffelbaggern und der oberen Abraumstufe mit Dampfkran.

Die gewählte Bauweise war Gußbeton mit Einlagesteinen, an die, soweit es dem Unternehmer erlaubt war, der Entwurf der Mauer noch angepaßt wurde, um die vorstehenden Grundsätze möglichst rein und vollkommen zur Auswirkung kommen zu lassen. In Abb. 1 ist der Steinbruch der Schwarzenbachtalsperre dargestellt, aus dem die gesprengten Gesteinsmassen unmittelbar von Baggern geladen zu den Aufbereitungsanlagen gebracht wurden, um hier gebrochen, gewaschen und nach Sand und Schotter sortiert zu werden. Es war notwendig, zur Verladung der bis 1 m³ großen Blöcke besondere „Spezialwagen" anzuschaffen, deren leichte Entladung in die Aufbereitungsanlage Abb. 2 zeigt. In Abb. 3, die eine Übersicht über den fast völlig fertiggestellten Talsperrenbau gibt, sind die vier Kabelkrane erkenntlich, die in besonderen Kübeln den fertiggestellten Gußbeton in die Mauer verbrachten. Die Kübel wurden, wie aus Abb. 4 ersichtlich, in einfachster Weise entleert. Der aus den Abb. 1 bis 4 erkennbare Beförderungsweg der Massen vom Steinbruch zur Mauer vermeidet, daß die Hauptmassen der Mauer von menschlicher Hand berührt werden, sie werden vielmehr ausschließlich durch Maschinen an Ort und Stelle verbracht. Der Weg von der Aufbereitungsanlage in den Betonkübel läßt sich schwer durch einfache Bilder darstellen, ist aber auch ein rein maschineller gewesen. Ebenso wurden die Bindemittel maschinell gelagert, befördert, abgemessen und den Hauptmassen zugemischt in der bekannten Weise. Die Anwendung des Gußbetons ermöglichte die einwandfreie Einhaltung des zuerst aufgestellten Grundsatzes. Der Arbeitsvorgang läßt weiter erkennen, daß verhältnismäßig wenig Arbeitskräfte, und zwar mit Ausnahme der Maschinenunterhaltung und teilweiser Maschinenbedienung nur ungelernte Hilfskräfte erforderlich sind Man kann bei der Betrachtung der Abbildungen, fast ebenso wie man von der Leere des modernen Schlachtfeldes sprach, auch von der Leere der modernen Baustelle reden (Abb. 5).

Die beim Bau der Schwarzenbachtalsperre angewandte Baueinrichtung gestattete, mit verhältnismäßig wenig gelernten Arbeitern auszukommen. Es ist bei abgelegenen großen Talsperren mit zahlreicher Arbeiterschaft bei den heutigen Verhältnissen sehr schwierig, eine große Anzahl gelernter Maurer, Zimmerleute, Zementeure usw. auf einer Baustelle zusammenzubekommen, unterzubringen, zu verpflegen und zufrieden zu halten. Die hochorganisierten, gelernten Bauarbeiter werden in kurzer Zeit sich ihrer Macht bewußt und werden durch dauernde Lohnforderungen die Arbeit behindern. Die Verwendung von zahlreichen gelernten Schlossern, Schmieden, Drehern, kurz der für die zahlreichen Maschinen notwendigen Kräfte ist für den Baubetrieb weit gefahrloser, da diese Kräfte infolge der hochentwickelten Industrie unseres Landes weit zahlreicher zur Verfügung stehen als die gelernten Bauarbeiter. Außerdem können diese Kräfte bei Streiks usw. jederzeit wieder aus der Industrie ersetzt werden, sie können daher ihre Macht nicht willkürlich anwenden.

Wird dagegen eine Talsperre in aufgelöster Bauweise ausgeführt, so erfordert sie eine große Anzahl gelernter Zimmerleute und Schalarbeiter, Eisenbieger, guter Betonarbeiter, alles Leute, die in großer Anzahl schwer zu bekommen sind, und bei deren Verwendung die oben angeführten Nachteile für die Ausführung des Baues eintreten. Die in Abb. 6 dargestellte Vöhrenbacher Talsperre zeigt auf den ersten Blick, wenn man sie mit Abb. 7, der Schwarzenbachtalsperre, vergleicht, daß zur Herstellung der Schalungen einer aufgelösten Talsperre ganz andere Arbeiten erforderlich sind, als die primitiven Schalungen einer Schwergewichtmauer in Gußbeton verlangen. Die Schalung der Schwarzenbachtalsperre ist mit Ausnahme weniger gelernter Leute, die als Vorarbeiter tätig waren, von ungelernten Arbeitern aufgestellt worden.

Diese im vorstehenden angeführten Grundsätze, die beim Bau der Schwarzenbachtalsperre in der Praxis mit vollem Erfolg angewandt worden

Abb. 2. Schwarzenbachtalsperre. Entladung des gebaggerten Felsens in den Großbrecher.

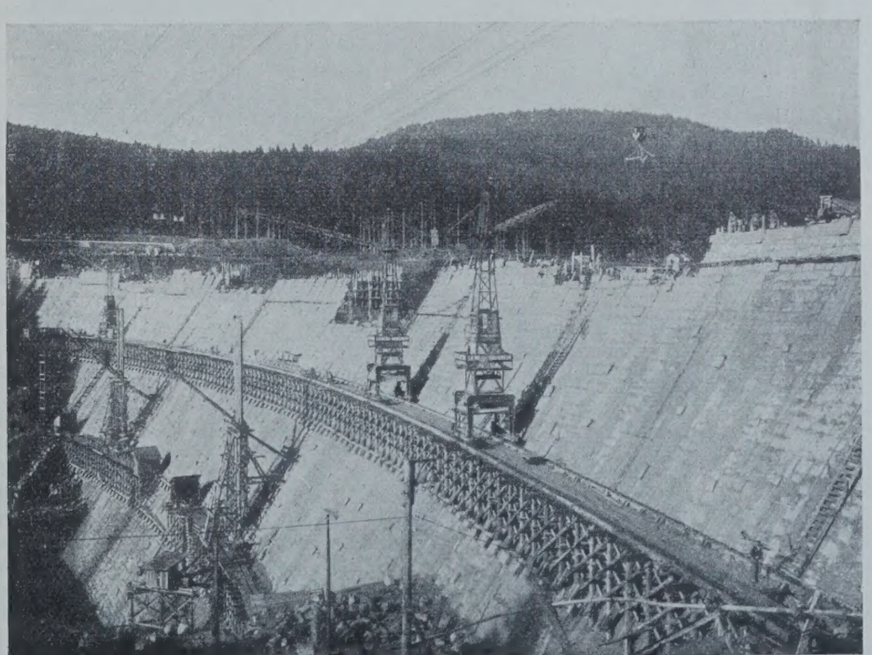


Abb. 3. Schwarzenbachtalsperre. Ansicht mit vier Kabelkranen und drei Turmdrehkranen.

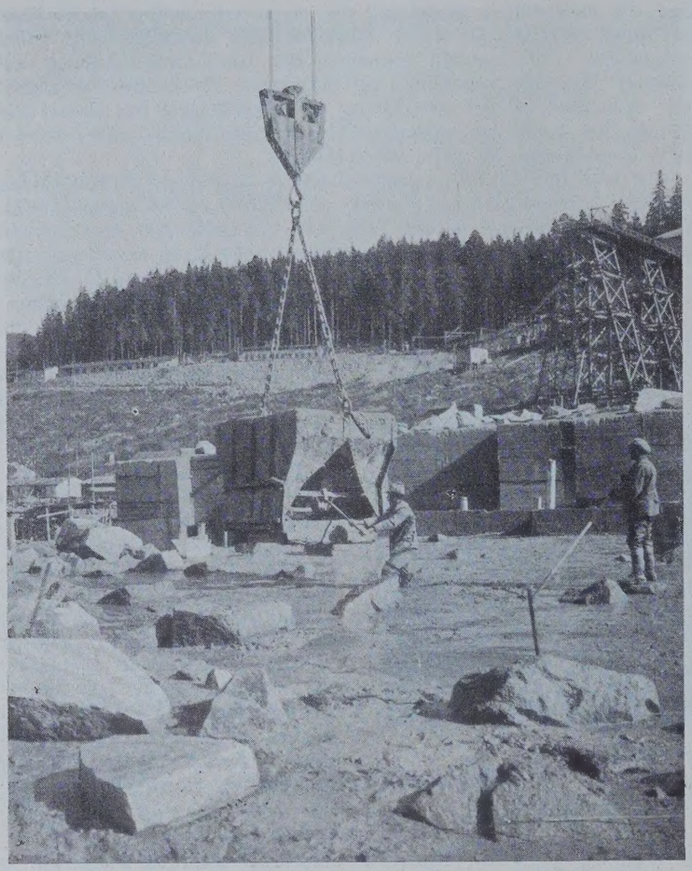


Abb. 4. Schwarzenbachtalsperre.
Entleerung der Betonkübel in die Mauer.

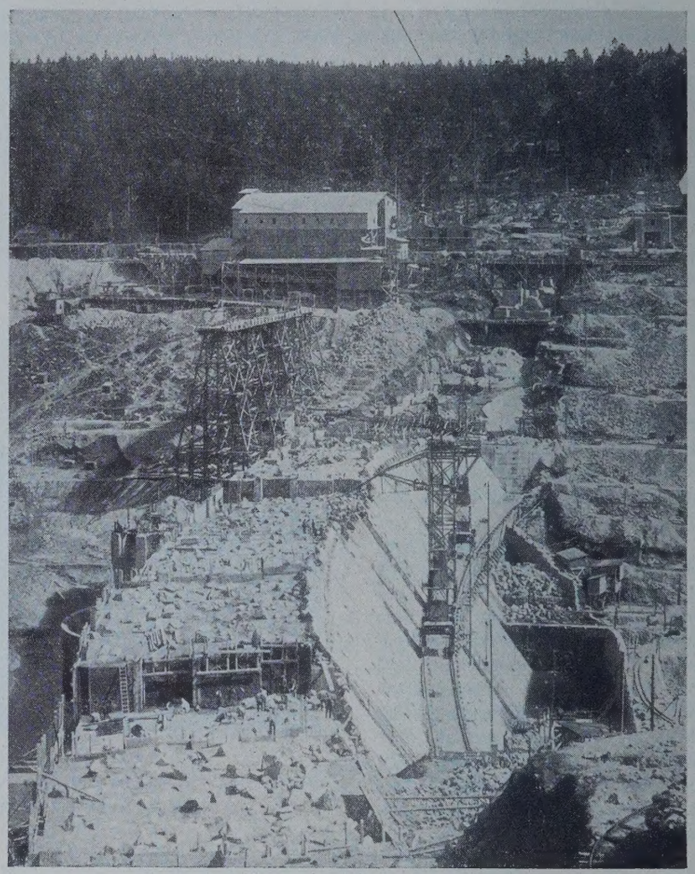


Abb. 5. Schwarzenbachtalsperre.
Übersicht über die Betonierungsfläche.

sind, können bei der Wahl der Bauweise — aufgelöste Mauer oder Schwergewichtmauer — entscheidend sein, besonders wenn man bedenkt, daß auch der oft angeführte Vorteil der aufgelösten Bauweise: die Schnelligkeit, durch gerade diesen Vorteil aufhebende Streiks der gelernten Leute stark vermindert werden kann. Es brauchen übrigens nicht immer Streiks zu sein, die die Arbeit bei einer aufgelösten Talsperre erschweren. Schon der Mangel an gelernten Arbeitern und die geringe Möglichkeit, einen hochgelernten Mann lange Zeit meistens in primitiven Quartieren an abgelegenen Arbeitsplätzen zu halten, können den Fortgang der Arbeiten wesentlich verlangsamen. Der Bau der Schwarzenbachtalsperre ist Mitte des Jahres 1922 begonnen worden, und es wurden zur Herstellung der Baueinrichtung der Rest des Jahres 1922 und fast das ganze Jahr 1923 gebraucht. In den beiden Bausommern 1924 und 1925 wurde jedoch fast die gesamte Mauermasse von rd. 300 000 m³ geleistet. In dieser Zeit wurde der Bau für etwa sieben Wochen im Winter 1923/24 eingestellt. Die Vöhrenbacher Talsperre, die nur im ganzen 12 000 m³ Eisenbeton enthält, hat eine Bauzeit von fast der gleichen Länge, obwohl naturgemäß für ihre Baueinrichtung bei weitem nicht die Zeit wie in Schwarzenbach verwandt werden mußte, und der Bau der eigentlichen Sperre mit einem Jahr Bauzeit eingesetzt worden war. Es sind allerdings von dieser außergewöhnlich langen Bauzeit acht Monate durch Stillegung des Baues aus Gründen, die nicht im Bauwerk lagen, auszuscheiden. Trotzdem verbleibt eine reichlich große Bauzeit, deren Ursachen im einzelnen nicht bekannt sind, sicherlich aber mit auf die im vorstehenden geschilderten Schwierigkeiten zurückzuführen sind.

Die Anwendung des Gußbetons zum Bau der Mauer, die das in vorstehendem geschilderte praktische Bauverfahren erst ermöglicht, erscheint zunächst auf den ersten Blick widersinnig. Eine Mauer, die aus im Steinbruch gewonnenem Material hergestellt wird, in Gußbeton erstehen zu lassen, erfordert, die im Steinbruch gewonnenen größeren Steine völlig zu zerkleinern, um sie dann mittels teurer Bindemittel wieder zu fester Masse zu verbinden. Die Arbeitsweise der gemauerten Talsperre, die die Steine in einer noch eben handlichen Größe vermauern ließ, erscheint zweckmäßiger. Aber nur der Gußbeton erlaubt, die gelernte Handarbeit — die große Maurerzahl — auszuscheiden. Das Brechen des Gesteins zunächst zu Schottergröße und das Wiederverbinden mittels teurer Bindemittel ist immer noch billiger als die unmittelbare Vermauerung großer Steine durch teure, gelernte Handarbeit. Man vergleiche Abb. 5 mit ähnlichen Bildern gemauerter Talsperren, um den großen Unterschied in der Zahl der notwendigen Belegschaft ohne weiteres feststellen zu können. Es wäre in den jetzigen Jahren nach dem Kriege überhaupt unmöglich gewesen, für eine Sperre wie die Schwarzenbachtalsperre die dafür erforderlichen 400 gelernten Maurer zusammenzubringen, und wenn dies ermöglicht worden wäre, so hätten die Lohnstreitigkeiten und Streiks die eigentliche Bauzeit von zwei Jahren ganz wesentlich verlängert. Der Vor-

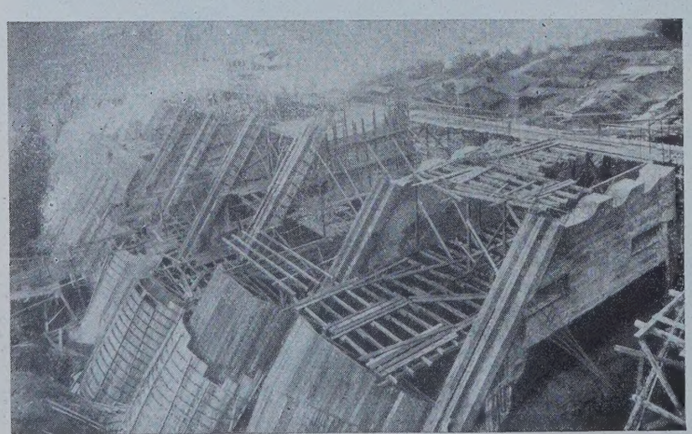


Abb. 6. Vöhrenbachtalsperre. Blick auf die Schalungen.
Baustellenübersicht am 1. Oktober 1924. Blick von der Südseite.

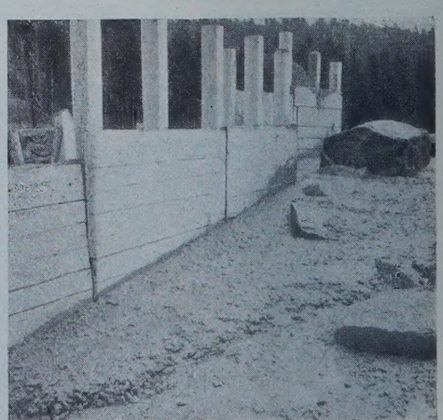


Abb. 7. Schwarzenbachtalsperre.
Blick auf die Schalungen.

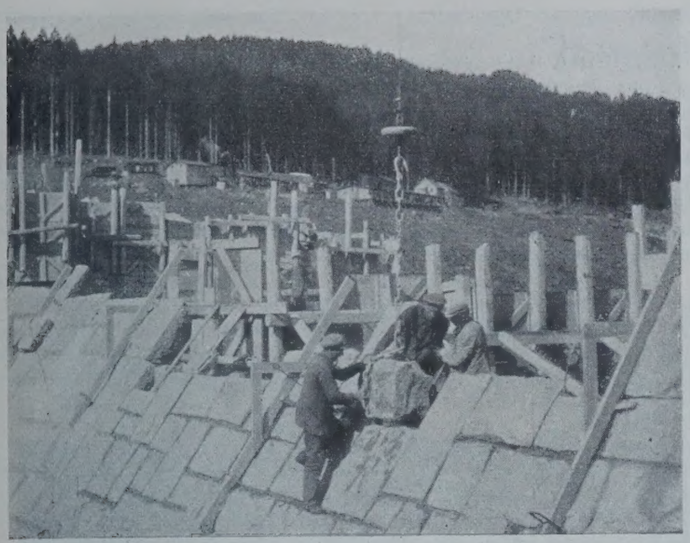


Abb. 8. Schwarzenbachtalsperre.
Handarbeit bei Herstellung der Verblendung.

teil, der darin besteht, große Steine nicht zerkleinert zum Bau der Mauer zu verwenden, ist versucht worden, beim Bau der Schwarzenbachtalsperre wenigstens teilweise noch anzuwenden. In dem maschinell eingebrachten Gußbeton können so viele große Einlagesteine verschüttet werden, als sich ohne besondere Aufmerksamkeit und ohne Zuhilfenahme gelernter Leute ermöglichen läßt. Abb. 4, 5 u. 7 geben davon eine Vorstellung. Die praktische Durchführung hat gezeigt, daß etwa 25 % der Gesamtmasse bei der gewählten Gußbetonweise in großen, nicht zerkleinerten Steinen in die Mauer eingebracht werden können. Es ist erklärlich, daß die Anforderungen an die Einlagerung dieser Steine sehr strenge sind, und daß ängstlich darauf geachtet wird, die Steine nicht zur Berührung gegenseitig zu bringen oder sie hohl liegenzulassen. Wenn man jedoch unbefangen überlegt, daß die früher gemauerten Talsperren ohne Zweifel sehr viele hohlliegenden Steine und wieder während des Mauerns gelockerten Steine enthalten, so wird es schwer, zu behaupten, daß die beim Bau der Sperre angewandte Praxis, Gußbeton mit Einlagesteinen, bei einigermaßen Sorgfalt ein weniger festes und sicheres Mauerwerk ergäbe, als es bisher im allgemeinen beim Mauern einer Talsperre erreicht wurde. Es ist, wenn durch die Bewährung der Sperre das Zutrauen zu der Bauweise zugenommen haben wird, ohne weiteres möglich, bis zu 30 % Einlagesteine einzubringen, ohne daß gefährliche Steinnester entstehen. Der Einwand, der gegen diese Bauweise in der „Wasserkraft“ 1925, Nrn. 14/15, von Prof. Kräuter gemacht wurde, daß nämlich zweierlei Material in eine Mauer eingebaut würde und dadurch ungleiche Bewegungen innerhalb der Mauer entstünden, kann nicht aufrechterhalten werden, da dann ja auch kein Beton hergestellt werden könnte, der auch stets diese beiden Stoffe enthält. Die Mauer wird aus Beton mit Zuschlagstoffen des gleichen Gesteins wie das der Einlagesteine hergestellt, und Elastizitätszahl und Wärmedehnungszahl sind für beide praktisch die gleichen.

Soll der im vorstehenden geschilderte Grundsatz: „Ersatz des gelernten Bauarbeiters beim Talsperrenbau durch den ungelernten und durch die Maschine“ mit vollem Erfolg angewandt werden, so ist dies nur möglich, wenn der Entwurf des Bauwerkes von vornherein die Art der Bauausführung kennt, mitbestimmt oder sich danach richtet.

Der Bauherr oder die sonst den Entwurf ausführende Stelle hat bestimmte Absichten und Wünsche, die sie den Anforderungen eines bestimmten Bauverfahrens nicht unterordnen kann. Eine einheitliche Anwendung der Grundsätze kann also nur dort stattfinden, wo Bauentwurf und Bauausführung zufällig in einer Hand liegen. Dies ist bei den deutschen Entwürfen sehr selten der Fall, da meistens der Bauherr den Entwurf bestimmt und durch den Unternehmer ausführen läßt. Beim Bau der Schwarzenbachtalsperre war die reine Durchführung der oben geschilderten Grundsätze hauptsächlich durch zwei im Entwurf vorgesehene Bauteile nicht ganz möglich. Es waren dies die Granitverblendung der Luftseite der Mauer und die Schutzschicht an der Wasserseite. Beide Arbeiten mußten infolge des dem Unternehmer vorgeschriebenen Entwurfs aus der sonst angewandten Bauweise herausfallen und durchbrachen die allgemeinen Grundsätze der Bauausführung. Ein Blick auf Abb. 3 zeigt die für die Verblendung notwendige Baueinrichtung. Es waren außer langen Baugerüsten vier Turmdrehkrane und vier hölzerne Derrickkrane nebst Winden und Gleisanlagen als Baueinrichtung notwendig. Wenn deren Anschaffungswert auch bei weitem nicht dem Werte der für die Einbringung des Gußbetons notwendigen Baueinrichtung von vier Kabelkranen entsprach, so ist das Verhältnis der beiden Werte doch wesentlich ungünstiger als das der Masse Verblendsteine von rd. 10 000 m³ zu den rd. 300 000 m³ Beton der Gesamtmasse. Die Bedienung der Kabelkrane machte die Verwendung von 15 Mann notwendig, während die Turmdrehkrane einschl. der Nebenkrane 14 Mann erforderten. Diese Zahlen zeigen am besten, wie wenig die Ausführung einer Verblendung in dem Rahmen einer Gußbetonausführung liegt. Die Herstellung der Verblendung im einzelnen, die Handarbeit forderte, ist in Abb. 8 zu erkennen, und die an der Verblendung arbeitenden Maurer stellten die Hauptzahl der überhaupt auf der Mauer tätigen Arbeiter dar. Es wurden zeitweise über 70 gelernte Werksteinmaurer beschäftigt, die alle die in den vorigen Abschnitten geschilderten Gefahren mit sich brachten und hohe Ausgaben erforderten.

Die Verblendung gibt nach vielseitiger Ansicht der Mauer durch die Farbe und die Belebung der Fläche ein schöneres Aussehen als der reine Beton. Zum Vergleich sei auf die Ansicht der Wäggitalsperre in reinem Beton (Abb. 9) verwiesen. Die gewaltige graue Betonfläche

Abb. 9. Wäggitalsperre. Ansicht der fast vollendeten Mauer.

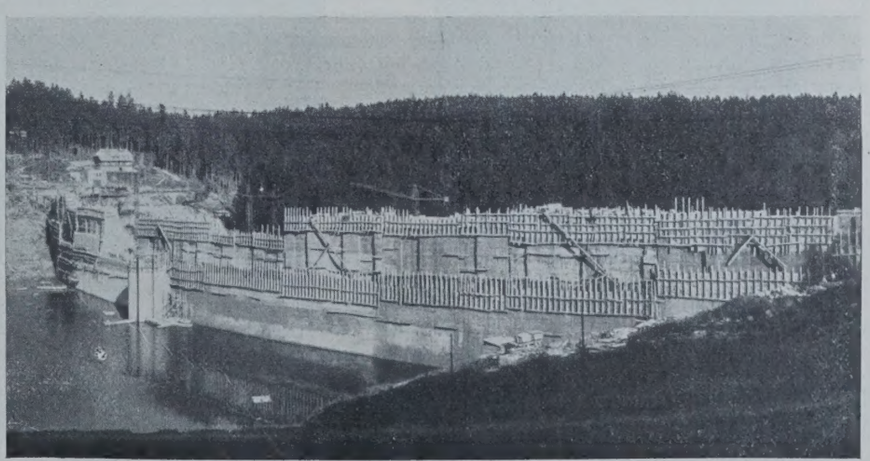


Abb. 10. Schwarzenbachtalsperre. Wasserseite der Sperrmauer mit Schutzschicht.

paßt sich auch gut den fast gleichfarbigen sie umgebenden riesigen Felspartien an.

Will man die Betonfläche beleben, so kann eine treppenförmige Gestaltung der Luftseite der Mauer, die einfache Schalung ermöglicht, und sich von innen heraus der Betonbauweise anpaßt, die Lösung hierzu sein. Betriebliche Anforderungen an die Sperrmauer, wie Kronenüberfall und Schutz gegen Angriff der Betonfläche, lassen sich auch in reiner Betonausführung erfüllen.

Der zweite Bauteil, der sich der gewählten Bauausführung nicht völlig anpassen ließ, war die Dichtung der Mauer. Bei der Schwarzenbach-Talsperre ist zur Dichtung ein wasserdichter Torkretputz vorgesehen, der durch eine mindestens 80 cm starke Betonschutzschicht geschützt wird. Auf diese Betonschutzschicht ist nochmals ein Torkretputz aufgebracht worden. In den unteren 20 m der Mauer wurde auf den inneren Torkretputz noch eine mehrfache Pappdichtung aufgeklebt. Infolge dieser äußerst sorgfältigen Abdichtung der Mauer ist, soweit der bisherige Füllzustand

Abb. 11. Schwarzenbachtalsperre. Einbringen des Gußbetons in die Schutzschicht.

des Beckens ein Urteil erlaubt, eine praktisch völlig dichte Bauweise der Mauer erreicht worden. Nach den mit dem Gußbeton gemachten Erfahrungen unterliegt es jedoch keinem Zweifel, daß Gußbetonmauern auch ausschließlich in Gußbeton ausgeführt und nur auf der Wasserseite mit einem Torkretputz versehen genügend dicht werden. Zeigt doch das Beispiel der Wäggitalsperre, die keinen Torkretputz aufweist, eine sehr gute Dichtigkeit des Gußbetons. Abb. 10 zeigt einleuchtend den für die praktische Ausführung schweren Nachteil der gewählten Bauweise. Es ist für die Wasserseite der Mauer eine zweimalige Schalung notwendig, und die Einbringung des Gußbetons in die schmale Schutzschicht, die in Abb. 11 dargestellt ist, erschwert den Baufortgang wesentlich. Die Zahl der an der Herstellung der verhältnismäßig geringen Massen der Schutzschicht notwendigen Arbeiter war im Verhältnis zu den übrigen Massen sehr groß, und auch der Prozentsatz der gelernten Arbeiter überwog hier den sonst üblichen Durchschnitt. Es könnte, immer unter der Voraussetzung, daß es der Bauausführung möglich ist, selbst den Entwurf aufzustellen oder zu beeinflussen, ein einfacher Torkretputz auf der Wasserseite der Mauer — nur bei bestem Wetter aufgebracht — die Dichtigkeit der Mauer praktisch hinreichend erzielen. Der Fortgang der Bauarbeiten wird durch diese Torkretarbeit, auch wenn sie nur bei bestem Wetter ausgeführt wird, nicht behindert. Selbst wenn der Torkretputz nicht gleichzeitig mit der Mauer beendet worden wäre, könnte diese Arbeit später noch mit ganz wenigen Kräften und ohne große Kosten fortgesetzt werden. Eine Ausbesserung dieses Torkretputzes ist während des Betriebes des Talsperrenbeckens dauernd möglich, und seine Verwendung macht die völlige Durchführung des Grundsatzes — Verwendung ausschließlich ungelernter Leute — möglich.

Als letztes kleineres Beispiel bietet Abb. 12 eine Ansicht auf den untersten Teil des Entnahmeturmes der Sperre, der die Einflußöffnungen zum Turm darstellt. Dieses Bild zeigt schwierigere Schalungen und eine Betonkonstruktion, ähnlich wie bei Talsperren aufgelöster Bauweise. Will man den Grundsatz geringster Arbeiterzahl — ausnahmslose Anwendung der Maschinen — streng durchführen, so muß man beim Entwurf der Talsperre auch solche Einzelheiten vermeiden und sie entsprechend der Bauweise konstruieren. Möglichkeiten hierzu sind genügend gegeben und auch schon zahlreich ausgeführt.

Beim Vergleich zweier Entwürfe, Schwergewichtmauer und aufgelöste Bauweise für eine Talsperre, sind, wenn es möglich ist, die Entwürfe nach der Bauausführungsart zu richten, bei beiden anzustreben, Bewältigung der Massen durch Maschinen, Verwendung einer möglichst geringen Zahl der ungelernten Arbeiter; der Erfolg wird sein geringste Kosten,

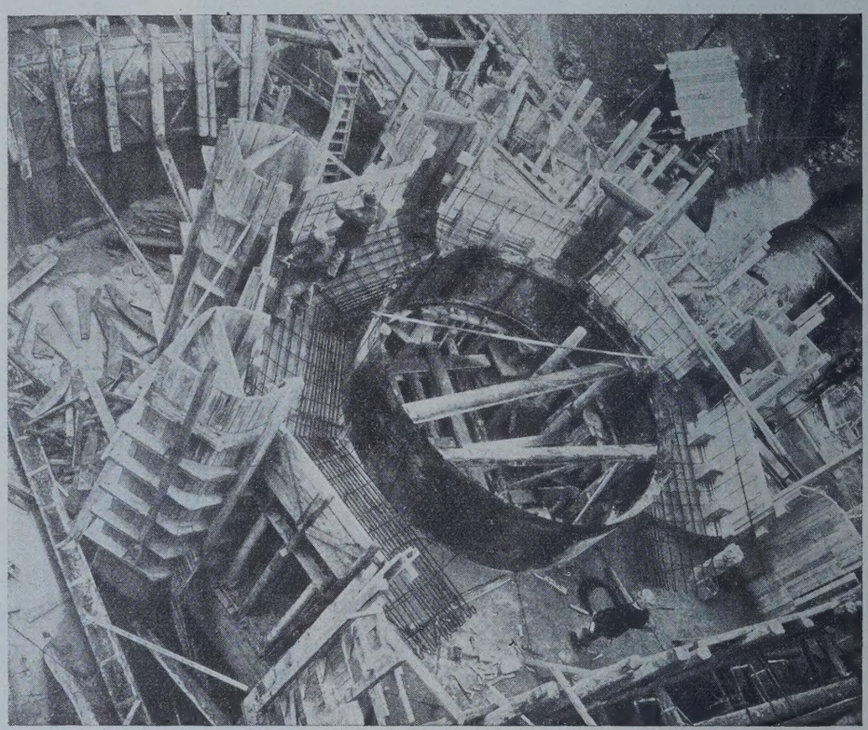


Abb. 12. Schwarzenbachtalsperre. Unterer Teil des Entnahmeturmes im Bau. Aufsicht.

schnellstes Bauen. Ohne weiteres wird sich hierbei ergeben, daß bei der Schwergewichtmauer, bei der es sich um große, aber in der Qualität geringere Massen handelt, diese Forderungen sich leichter und ziemlich vollständig erfüllen lassen, während bei den hochwertigen Massen der Eisenbetonsperre sie beinahe als entgegengesetzt den dort notwendigen technischen Forderungen betrachtet werden können. Weiter ist zu beachten, daß die Herstellung des Gußbetons im Maschinenbetriebe bei der Schwergewichtmauer eine so einfache und sichere ist, daß die Überwachung eigentlich nur an der Mischstelle des Betons stattzufinden hat. Bei aufgelösten Talsperren dagegen genügt gegebenenfalls die Ausführung von wenigen Kubikmetern schlechten Betons, um eine schwere Gefährdung des Bauwerkes herbeizuführen, und es ist daher Nachtarbeit bei aufgelösten Talsperren ohne strengste Aufsicht unmöglich, während sie bei Schwergewichtmauern in Gußbeton als selbstverständlich und von gleicher Sicherheit wie die Tagesarbeit sich gezeigt hat. Dies ist auch ein Gesichtspunkt, der bei der Auswahl des Talsperrensystems nicht unbeachtet bleiben darf.

Es erscheint unter Berücksichtigung der eben genannten praktischen Gesichtspunkte bei Aufstellung des Entwurfes der Mauer gemäß den geschilderten Anforderungen ein erreichbares Ziel zu sein, daß ausschließlich ein Stab Ingenieure mit einer verhältnismässig kleinen Zahl ungelernter Arbeiter zuzüglich einer Anzahl gelernter Arbeiter für den Maschinenbetrieb und seine Unterhaltung die Errichtung einer Schwergewichtmauer vornehmen können, und dieser Gesichtspunkt muß bei der meistens nur aus theoretischen Erwägungen stattfindenden Bewertung der beiden sich entgegenstehenden Talsperrenbauweisen berücksichtigt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Gefährdete Baugruben.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp,** Charlottenburg.

(Schluß aus Heft 21.)

Dieser Zustand wurde naturgemäß von Tag zu Tag schlimmer, und da man durch Pumpen des ausströmenden Wassers dem Zustande nicht abhelfen konnte, ihn eher verschlechterte, hatte sich die ausführende Behörde bereits entschlossen, den angefangenen Bau aufzugeben und an einer anderen Stelle aufs neue zu beginnen. Auch dort würde ein Bau bei gleicher Arbeitsweise zu gleichen Ergebnissen geführt haben. Ursache dieser Erscheinungen war wiederum das Vorhandensein einer abschließenden Kleischicht, dort zwischen — 12 m und — 14 m mit darunter befindlichem artesischen Wasser (Abb. 9).

Abb. 6.
Von einer Quelle ausgespülter Sand.

Abb. 7. Durch Druckverminderung des artesischen Wassers versiegte Quelle.

Abb. 8. Versiegte Quelle mit ausgeworfenem Sandkegel.

Es brauchte jedoch auch hier der Bau nicht aufgegeben zu werden, sondern es wurde, nachdem eine Reihe langer Filterbrunnen in der Achse der zukünftigen Schleuse in Betrieb genommen war, durch den herabgeminderten Druck des artesischen Wassers ein stabiler Gleichgewichtszustand hergestellt, der die Ausschachtung der Baugrube bis zur erforderlichen Tiefe gestattete. — Nicht ganz so schwierig lagen die Verhältnisse in Brüssel, wo in der Unterstadt ebenfalls artesisches Wasser angetroffen wurde. Bei der Wiederherstellung eines Teiles einer abgerutschten Kaimauer am Quai Willebroek zeigte sich, nachdem man die Baugrube im Schutze einer in den Kanal geschlagenen eisernen Spundwand ausgehoben hatte, der sogenannte „sable boulant". Dieser Ausdruck allein gibt schon sehr deutlich das Typische der Erscheinung wieder; es ist feiner Sand in dauernder „kochender" Bewegung, die eben durch den Druck des artesischen Wassers, das den Sand mit herausspült, hervorgerufen wird. In dem vorliegenden Falle befürchtete man, und sehr zu Recht, daß durch die eingetretene Bodenbewegung infolge Vorhandenseins des „sable boulant" die landseitige Begrenzung der Baugrube eine steile Böschung von der Straße her abrutschen und dadurch ein in ihr befindliches Kranfundament mit-

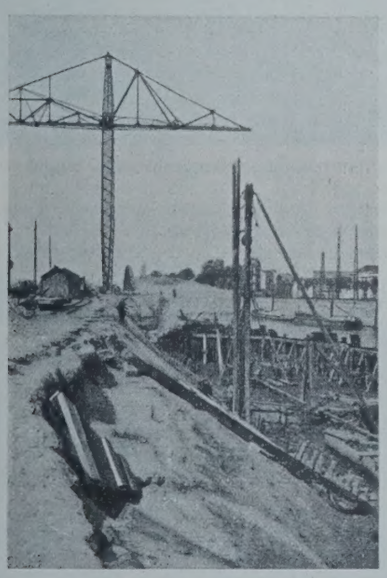


Abb. 10. Kranfundament links und Kanal rechts von der Baugrube.

Abb. 11.
Einbau der Grundwassersenkungsanlage.

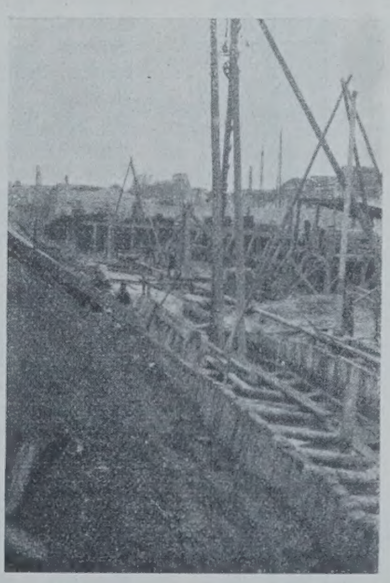


Abb. 12. Landseitige ins Rutschen gekommene Böschung.

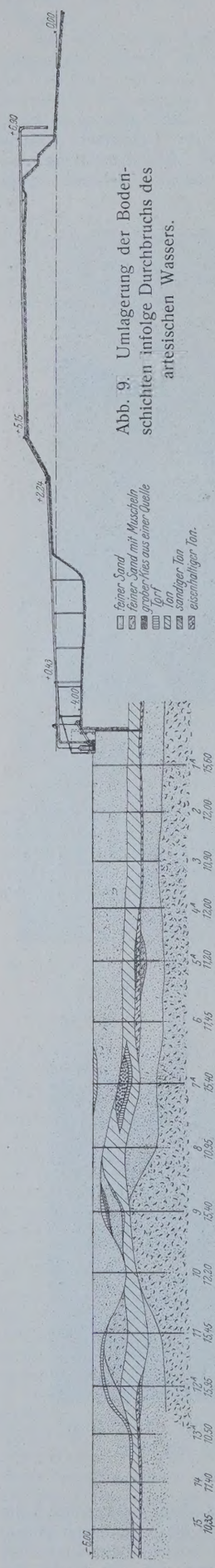


Abb. 9. Umlagerung der Bodenschichten infolge Durchbruchs des artesischen Wassers.

nehmen würde (Abbild. 10).

Wiederum war es durch Inbetriebnahme einer Filterbrunnenanlage in kurzer Zeit möglich, jeglichen Gefahrzustand auszuschalten und die Gründung der neuen Mauer in trockener Baugrube auszuführen (Abb. 11 u. 12).

Durch diese und einige andere Ausführungen von Grundwassersenkungsanlagen zum Zwecke der Verminderung des Druckes von artesischem Wasser, die alle von den Filialen der Siemens-Bauunion in Holland und Belgien ausgeführt waren, auf die unbedingte Zweckmäßigkeit solcher Anlagen hingewiesen, wandte sich im vorigen Jahre eine belgische Tiefbaufirma an die Siemens-Bauunion wegen eines ähnlichen Falles in Brüssel. Über den anzulegenden Kanal Brüssel—Charleroi mußte in Brüssel eine größere Brücke in Eisenbeton gebaut werden, der Pont de Cureghem (Abb. 13). Vor Aufstellung des Entwurfes hatte man vielerlei Erhebungen und Bohrungen angestellt und war sich klar darüber, daß die vorliegenden Untergrundverhältnisse überaus wechselnd waren und zudem „sable boulant" angetroffen wurde. Auch gestaltete ein bis unmittelbar an die Baugrube heranreichender Häuserblock an der einen Seite und der verlegte und zwischen eisernen Spundwänden unmittelbar an der anderen Seite der Baugrube entlang geleitete alte Kanal die ganze Bauausführung recht schwierig (Abb. 16). Deshalb trug die vorherige Besprechung, die Aufstellung

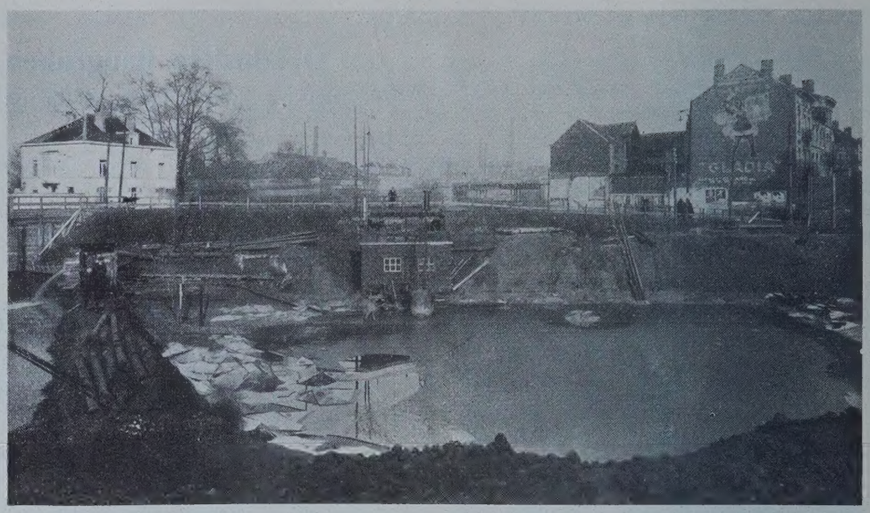


Abb. 13. Baugrube vor Einbau der Grundwassersenkungsanlage.

Abb. 14. Erster Bodenaushub in der trockenen Baugrube.

Abb. 15. Einbau und Tieferlegen der Grundwassersenkungsanlage.

eines Entwurfes für eine Druckverminderungs- und zu gleicher Zeit Grundwasserabsenkungsanlage und deren einwandfreies Arbeiten im Rahmen der übrigen auszuführenden Arbeiten wesentlich zur glatten Abwicklung des Baues bei (Abb. 14). Besonders bemerkenswert bei dieser Ausführung war noch die Tatsache, daß die gesamte Anlage während des Betriebes tiefer gelegt werden mußte, da vor Beginn der Arbeiten ein Tieferschachten wegen des Auftretens des „sable boulant" nicht möglich war, anderseits aber die erforderliche Absenkung von der ersten Höhenlage aus nicht erreicht werden konnte (Abb. 15).

Diese verschiedenen Beispiele zeigen, daß in den Fällen, wo sorgfältige Vorstudien, beginnend mit Probebohrungen und Feststellung der hydrologischen Verhältnisse des Bauuntergrundes, angestellt wurden, die Bauausführungen glatt und ohne besondere Gefahr möglich waren. Dies sollte bei allen größeren Tiefbauarbeiten noch mehr als bislang beachtet werden. Sorgfältige Bohrungen und Untersuchung der obwaltenden Verhältnisse, zusammen mit darauf begründeter fachmännischer Ausführung der Wasserhaltungsarbeiten, werden sich durch die darauffolgenden keine Überraschung mehr in dieser Hinsicht bietenden Ausführungsarbeiten stets bezahlt machen.

Abb. 16. Gründungsarbeiten in der ausgeschachteten trockenen Baugrube; links ein Häuserblock, rechts der umgeleitete Kanal.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Mai ausgegebene Heft 10 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ing. A. H. Sweys: Die Rotterdamer Gartendörfer. — Oberstabsarzt Dr. Passauer: Wohn- und Nebenräume und ihre Anordnung nach hygienischen und wärmewirtschaftlichen Gesichtspunkten. — Zwischenkredite auf Erste Hypotheken für Kleinwohnungen. — Richtlinien für die Förderung des Wohnungsbaues.

Über „Wirtschaftswünsche und Reichsbahnwirtschaft" sprach in der Hauptausschußsitzung des Reichsverbandes der Deutschen Industrie am 19. Mai d. J. der Vize-Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Dr. Dorpmüller. Er ging insbesondere auf die Rationalisierungsbestrebungen der Reichsbahn ein und führte aus, daß bereits seit zwei Jahren der Gesundungsprozeß der Reichsbahn seinen stetigen Fortgang nehme. Ihm seien auch die schmerzlichen Abbaumaßnahmen der Reichsbahn zuzuschreiben. Ein finanzieller Erfolg sei durch diesen Abbau insofern erreicht worden, als jährlich eine Ersparnis von 760 Mill. R.-M. an Personalkosten erzielt sei.

Bei Besprechung der Beschaffungspolitik der Reichsbahn berührte der Vortragende die verringerte Fahrzeugbeschaffung, die durch die Übersättigung an rollendem Material hervorgerufen ist. Jedoch wird dafür gesorgt werden, daß der wertvolle Stamm der Wagen- und Lokomotivfabriken nicht untergeht. Allein 7000 Lokomotiven und 140 000 Wagen stehen heute ohne Beschäftigung herum, da Verkehr für sie nicht vorhanden ist. Nachdem der durch den Krieg heruntergewirtschaftete Wagenpark einigermaßen wieder in Ordnung gebracht ist, wird auch der Arbeitsanfall in den Eisenbahnwerkstätten ein geringerer. Es kommt noch dazu, daß eine weitgehende Typisierung und Normung der Lokomotiven durchgeführt ist, so daß statt früher 200 heute nur noch etwa 20 Typen vorhanden sind. Für jede Type wird künftig eine besondere Werkstätte zur Verfügung stehen. Der Erfolg der Rationalisierung der Werkstättenarbeit drückt sich darin aus, daß nur noch 1200 Lokomotivstände für die Reparatur gegen 4600 früher erforderlich sein werden. Für Güterwagen kommen nur 2000 gegen 7400 in Frage, und schon heute sind nur 10 000 Personenwagen-Reparaturstände gegen 14 000 früher nötig.

Ein weiteres wichtiges Beschaffungsgebiet, das in der Öffentlichkeit eine Rolle gespielt hat, sind die Schwellenkäufe. Dorpmüller wies darauf hin, daß vor dem Kriege bis zu 70 % Schwellen im Auslande gekauft werden mußten, und daß man im Herbst 1925 nur noch 50 % des Bedarfs im Auslande kaufte. Als dann im Winter des letzten Jahres die Bautätigkeit stockte und die Holzbestellungen bei der Holzindustrie ausblieben, wurde an die Reichsbahn, die ihren Bedarf vergeben hatte, das Ansinnen gestellt, die Holzvorräte, auf denen die Holzhändler sitzen geblieben waren, abzunehmen. Man muß übrigens bei der Beurteilung des Holzbedarfs der Reichsbahn berücksichtigen, daß er nur 1½ % des Lagerbestandes an Holz in Deutschland beträgt.

Wenn man den Schwierigkeiten nachgeht, die sich zwischen die Belange der Reichsbahn und die der Industrie stellen, so stößt man immer wieder auf die Reparationslasten und die damit im Zusammenhang stehende schlechte wirtschaftliche Lage in Deutschland. Deshalb muß man sich klarmachen, welchen Einfluß die mit den Dawes-Bedingungen zusammenhängenden Belastungen der Reichsbahn auf die Tarifgestaltung haben. Einschließlich der Verkehrsteuer stellen sich die Dawes-Lasten im Jahre 1926 auf rd. 840 Mill. R.-M. Da die Reichsbahn mit einer Einnahme von 3,15 Milliarden rechnet, würde das 27 % ausmachen. Um diese 27 % könnten theoretisch also die Frachten erniedrigt werden, wenn die Dawes-Belastungen nicht beständen.

Die Ausführungen Dorpmüllers fanden starken Beifall, besonders, da der Wille der Reichsbahn zum Ausdruck kam, mit der deutschen Wirtschaft zusammenzuarbeiten.

Der neue Spreetunnel bei Friedrichshagen, über dessen Planung in der „Bautechnik" 1925, Heft 31, S. 432, berichtet wurde, war Gegenstand eines erläuternden Vortrages, den kürzlich gelegentlich einer Besichtigung der Baustelle durch die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen der Magistratsbaurat 1a Baume vom Brückenbauamt der Stadt Berlin an Ort und Stelle hielt.

Die Fährstelle konnte nach einem Berichte der V. D. I.-Nachr. für den Tunnel nicht benutzt werden, weil dort im Grunde des Flusses ein 24 m tiefer Kolk ist. An der jetzt gewählten Stelle ist das Wasser etwa 2,5 m tief, als Erddeckung sollen 1,5 m verbleiben. Einschließlich der Treppen wird der Tunnel 120 m lang und im lichten 2,5 m hoch sowie 5 m breit werden. Unter den verschiedenen möglichen Bauverfahren — Schildvortrieb mit Druckluft, Versenkung der ganzen Tunnelröhre, offener Tagebau unter Abdämmung oder Senkung des Wassers — entschloß man sich aus wirtschaftlichen und verkehrstechnischen Gründen zu einem anderen Verfahren, einer Senkkastengründung. Der Tunnel wird in drei Abschnitten gebaut. Jeder der beiden Seitenabschnitte, die beinahe bis zur Spreemitte reichen, besteht aus einem Senkkasten aus Beton mit schwacher Eisenbewehrung von 52 m Länge, 7,65 m Breite und 2,5 m Tiefe, auf den der rahmenförmige Tunnelkörper aus Eisenbeton unmittelbar aufgesetzt ist. Dieses Bauwerk wird auf eine zwischen Spundwänden künstlich geschüttete Landzunge gesetzt und in der bei Druckluftgründungen üblichen Weise durch die Schüttung und den Spreegrund hindurch allmählich, voraussichtlich etwa 25 cm je Arbeitstag, auf die erforderliche Tiefe abgesenkt. Das Stirnende des Tunnels wird vorläufig bis zum Einbau des Mittelstückes, das im Tagebau eingefügt werden soll, verschlossen. Um während des Absenkens auftretende Spannungen oder Stöße für den Tunnelkörper möglichst abzuschwächen, wird zwischen Senkkasten und Tunnel eine dünne elastische Schicht aus Asphalt, Sand und Pech eingelegt. Das Bauwerk soll im nächsten Winter fertiggestellt sein.

Der Ausbau des Kraftwerkes Lungernsee. Der Ausbau des Lungernseewerkes gliedert sich nach der Neuen Zürcher Ztg. in folgende Abschnitte: Der erste Ausbau umfaßt den Aufstau des Lungernsees um vorläufig 16 m mit 17 Mill. m³ Stauinhalt, den Umbau des im Jahre 1836 von Lungern hergestellten Seeanzapfungsstollens in einen Druckstollen mit Wasserfassungseinrichtungen am Seeanschluß einerseits und einer Apparatenkammer am unteren Ende anderseits, eine eiserne Rohrleitung von 1,20 m Durchm., eine Kraftzentrale mit zwei Einheiten zu 4000 PS bei Unteraa Giswil samt kurzem Unterwasserkanal in die Aa. Mit diesem ersten Abschnitt wurde im Frühjahr 1921 begonnen, und schon im Spätherbst desselben Jahres konnte die Anlage in Betrieb genommen werden. Die mittlere Jahresleistung beträgt 18 Mill. kWh. Schon nach zwei Jahren wurde zufolge des gesteigerten Energiebedarfes, angeregt durch die Verbesserung der allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnisse, eine Vergrößerung des Werkes notwendig, namentlich in bezug auf die Spitzenbelastung.

Der zweite Ausbau umfaßt die Legung der zweiten Druckleitung von 1,30 m Durchm., die Vergrößerung der Zentrale um eine Einheit von 12 000 PS, Verbreiterung des Unterwasserkanales in Verbindung mit einer Korrektion der Giswiler Aa und Herstellung eines Wasserschlosses oberhalb der Rohrleitung. Dieser zweite Ausbau geschah im Jahre 1923, mit Ausnahme des Wasserschlosses, das zufolge seiner eigenartigen Anordnung ausgedehnte Vorstudien und Versuche erforderte und erst im folgenden Jahre zur Ausführung gelangte.

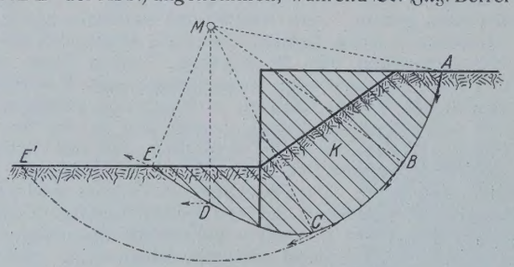
Der gegenwärtige, der Vollendung entgegengehende dritte Ausbau erstreckt sich auf die Zuleitung der kleinen Melchaa nach dem Lungernsee und die baulichen Vorkehrungen zur Höhenstauung des Sees um weitere 20 m. Damit wird der Stauraum um weitere 50 Mill. m³ erweitert. Das zwischen dem Melchaa-Zuleitungsstollen und dem Lungernsee noch verbleibende Zwischengefälle von 110 m wird später in einem Nebenwerk ausgenutzt, vorläufig wird jedoch das Melchaa-Wasser unmittelbar in den See geleitet. Mit dem Ausbau wurde im September 1925 begonnen, und die neuen Anlagen werden im Laufe dieses Jahres in Betrieb genommen. Vom Wasserschloß hätte man schon in den Melchaa-Stollen, der eine Länge von 3200 m, ein Gefälle von $2^1/_2$ ‰ und einen Querschnitt von 3,6 m² bei 1,8 m lichter Weite besitzt, so daß der Stollen sekundlich 10 bis 11 m³ Wasser durchzuführen vermag, eintreten sollen. Doch das Gestein hat sich dort weniger zuverlässig bewiesen, als man annahm, und es müssen noch umfangreiche Betonarbeiten ausgeführt werden. Der Stollen ist normalerweise an den Wänden und an der Sohle mit Beton verkleidet, in schlechteren Felspartien auch im Scheitel. Die Wasserfassung staut die Melchaa durch ein massiv gebautes Überfallwehr. Am linken Ufer befindet sich der Einlauf, mit einem Feinrechen versehen. Daran anschließend folgt eine Entsandungsanlage und ein kurzes Kanalstück, in dem eine Limnigraphenstation eingebaut ist. Wu.

Neuer kanadischer Schiffahrtkanal. Für den großen im Bau befindlichen Welland-Schiffahrtkanal in Nordamerika werden nach „Berlingske Tidende" in diesem Jahre 14 Mill. Dollar ausgegeben. Der Kanal führt von Lake Ontario nach Port Weller, wo ein Hafen angelegt wird. Bis südlich von Allanburg hat er einen ganz anderen Verlauf als der bestehende Kanal. Von dort ab folgt er dem bestehenden Kanal mit geringen Abweichungen auf einzelnen Strecken bis zum Erie-See. Die gesamte Entfernung von See zu See beträgt 25 Seemeilen. 7 Schleusen werden in nächster Zeit fertiggestellt sein; einige von ihnen sind über 240 m lang.

Bei Port Colborne wird ein neuer Wellenbrecher gebaut, und die umfassenden Hafenarbeiten in Port Weller sind in Kürze fertig. Der Selvekanal wird jetzt erweitert. Wu.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Gekrümmte Gleitflächen unter Kaimauern. Über Standsicherheitsuntersuchungen von Kaimauern in weichem Lehmboden berichtete Dr.-Ing. A. Berrer, Tungchi Techn. Hochschule Woosung, China, in der „Bautechnik" 1925, Heft 52, S. 728. Die dort mitgeteilten Erfahrungen der Bildung gekrümmter Gleitflächen, die in weichen Bodenarten unterhalb der Pfahlgründungen hindurchgehen, stimmen mit den in Schweden gemachten Beobachtungen[1]) überein. Die beidemal beobachteten Erscheinungsformen sind sehr ähnlicher Art, der bei der Berechnungsweise eingeschlagene Weg zeigt aber einen Unterschied. Vom Hafenbauamt Gothenburg und in meinen Ausführungen[2]) über kreisbogenförmig gekrümmte Gleitflächen ist eine im Schnitt kreisförmige Gleitbahn (siehe die strichpunktierte Linie ABE' der Abb.) angenommen, während Dr.-Ing. Berrer eine korbbogenartig geformte Gestalt der Gleitbahn voraussetzt (siehe die ausgezogene Linie $ABCDE$). Ein Gleiten des auflastenden, durch Schraffur hervorgehobenen Körpers K, aus dem Bodenmaterial und dem Kaibau bestehend, kann jedoch auf einer nicht kreisförmigen Gleitfläche nur dann stattfinden, wenn jener in Teile zerbricht. Diesem Vorgange widersetzen sich aber seine Festigkeit und die zwischen den Teilstücken dabei auftretenden Reibungskräfte. Will man eine nicht kreisförmige Gleitbahn voraussetzen, dann muß man jene Widerstände mit in Rechnung stellen, was im Verfahren von Dr.-Ing. Berrer nicht geschehen ist und sich auch kaum wird durchführen lassen. Keinesfalls darf man annehmen, daß bei Voraussetzung einer nicht kreisförmigen Gleitbahn der gleitende Erdkörper zusammenhängend bleibt. Beginnt das Gleiten z. B. auf der Strecke AB, deren Bogen flach gekrümmt nnd deren Mittelpunkt M ist, dann werden die Punkte C und D die Drehung um M mitzumachen bestrebt sein; sie werden sich dabei in Richtung der angedeuteten Pfeile



bewegen wollen und in den unterliegenden Boden einzudringen trachten. Das läßt dieser aber nicht zu. Der Vorgang des Abgleitens und das dabei statthabende Kräftespiel sind beide mithin von verwickelterer Art, als in der Darstellung von Dr.-Ing. Berrer hervortritt. Bei der Rutschung in Gothenburg entsprach die Gleitbahn-Richtung übrigens derjenigen der hier angedeuteten Pfeile. Sie verlief auf der Wasserseite flacher, und ihr Endpunkt E' lag weiter hinausgerückt als Punkt E der Zeichnung von Dr.-Ing. Berrer.

Es sei noch bemerkt, daß der Sicherheitsüberschuß der widerstehenden, also passiven wagerechten Kräfte gegenüber den auf ein Gleiten hinwirkenden wagerechten Schüben mit nur zu 20 %, von Dr.-Ing. Berrer vorgeschlagen, als zu klein zu bezeichnen ist. Es sind weder die Reibungsbeiwerte genau bekannt, noch ist die ungünstigste Form der Gleitbahn genau festzustellen. Auch Unsicherheit in bezug auf die Belastungsverhältnisse und eine gelegentlich ungünstige, höhere Lage des Grundwasserstandes im Hinterfüllungsboden, als erwartet, kann bei schnell abgefallenem Hafen-Außenwasserstande hinzutreten. Das zusammen führt zur Forderung eines höheren Sicherheitsüberschusses als 20 %. Meinerseits ist in den genannten Veröffentlichungen ein Überschuß von mindestens 50 % an widerstehender wagerechter Kraft gegenüber der rechnerisch ermittelten aktiven gefordert [vergl. dazu auch meine Angaben von 1906[3]) und 1925[4])].

[1]) „Die neuen Kaibauten Gothenburgs." Von M. Möller. Deutsche Bauzeitung 1917, Mitteilung über Zement, Beton und Eisenbeton, Nr. 14 u. 15.

[2]) Erddruck-Tabellen von Dr.-Ing. Max Möller, Lieferung 2, S. 58 bis 65. Verlag von S. Hirzel, Leipzig.

[3]) Grundriß des Wasserbaues von Max Möller, Band I, S. 86, Berechnung der Bauwerke gegen Kippen. Verlag S. Hirzel, Leipzig.

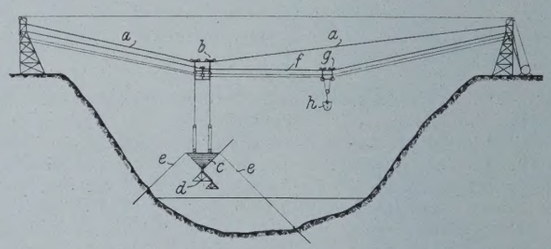
[4]) Bautechnische Mitteilungen der Firma Heinrich Butzer, Dortmund, Heft 9/10, 1925. Zur Kippsicherheit von Prof. Dr.-Ing. M. Möller.

Prof. Dr.-Ing. M. Möller, Braunschweig.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Seilbahnanlage zur Ausführung von Gießbetonarbeiten (Kl. 84a, Nr. 424127 vom 23. 5. 1924 von Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H. (A. T. G.) in Leipzig-Großzschocher). Um zu vermeiden, daß sich die Höhenlage des Schüttrichters zum Bauwerk mit der Belastung des Trichters und der Rinnenanordnung dauernd ändert, wird der auf den Tragseilen a an der Katze b aufgehängte und durch Seile e gegen den Boden verankerte Schüttrichter c durch nachspannbare Glieder gegen das Tragseil f so verspannt, daß auch bei der Höchstbelastung des Trichters bei dessen Beschickung durch das Fördergefäß h die Seile noch auf Zug beansprucht werden. Bei leerem Schüttrichter werden die aus dem gespannten Tragseil a herrührenden Zugkräfte der Seile zwischen a und c übertragen. Wird der Trichter belastet, so nimmt die Spannung in den Seilen e ab, ohne die Lage des Trichters zu ändern. Wird die Ladung des Kübels h in den Trichter entleert, so drückt das Tragseil f gegen die Katze b und versucht sie zu heben; hierbei werden die Seile e weiter auf Zug beansprucht, so daß sich die Lage des Trichters nicht ändert.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnrat Mühlhausen, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Stendal, zur R. B. D. Mainz und der Reichsbahnbaumeister Walter Neumann, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Oberhausen, zur R. B. D. Trier.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Löhr, Vorstand der E. V. A. Köln und Markstahler in Mannheim, bisher beurlaubt.

Hessen: Der ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt, Geheimer Baurat Wegele, ist in den Ruhestand getreten.

Preußen: Die Staatsprüfung hat bestanden der Regierungsbauführer Helmut Möhle (Wasser- und Straßenbaufach).

Sachsen: Der Stadtbaurat Fleck, Vorstand des Tiefbau- und Vermessungsamts der Stadt Dresden, ist in den Ruhestand getreten.

Der Oberregierungsrat i. R. Johannes Max Ringel in Dresden, früher Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Meißen, ist gestorben.

INHALT: Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kranwagen. — Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton. — Gefährdete Baugruben. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Vortrag über „Wirtschaftswünsche und Reichsbahnwirtschaft. — Neuer Spreetunnel bei Friedrichshagen. — Ausbau des Kraftwerkes Lungernsee. — Neuer kanadischer Schiffahrtkanal. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 8. Juni 1926 Heft 25

Bücherschau.

Pilzdecken und andere trägerlose Eisenbetonplatten, Berechnung, Entwurf und Ausführung der nach mehreren Richtungen bewehrten Eisenbetondecken, strenge Lösung von Plattenproblemen, Tabellen der Durchbiegungen, Momente und Querkräfte von Platten. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent an der Technischen Hochschule und Zivilingenieur in Berlin. 2. Auflage der Schrift „Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems". VIII u. 182 S. mit 155 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 12 R.-M., geb. 13,50 R.-M.

Die Versuche, die ringsum aufliegende Platte im Eisenbetonbau einzubürgern, sind fast so alt wie die Eisenbetonbauweise selbst. Der Einführung standen zum Teil baupolizeiliche Bestimmungen, zum größeren Teil jedoch stand die Schwierigkeit der mathematischen und statischen Behandlung entgegen. Die Erkenntnis der großen Bedeutung der trägerlosen Platten, die übrigens auch in den neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen zum Ausdruck kommt, hat eine große Reihe von Arbeiten gezeitigt, unter denen die vorliegende einen hervorragenden Platz einnimmt, weil sie eine strenge Lösung des Problems der trägerlosen Platten mit einer großen Reihe von Tabellen verbindet, die dem entwerfenden Ingenieur die Berechnung und Konstruktion solcher Platten, insbesondere der Pilzdecken, sehr erleichtern.

Nach einem Überblick über die Vorteile der trägerlosen Decken gegenüber dem System von Platten, Balken und Unterzügen in technischer, wirtschaftlicher, hygienischer und ästhetischer Hinsicht unterzieht der Verfasser die früheren Berechnungsweisen, insbesondere von Grashof, Hager und den beiden Föppl, einer kritischen Untersuchung und kommt u. a. durch die großen Unterschiede in den Ergebnissen der Arbeiten der genannten Forscher zu dem Schluß, daß ihre Rechnungsgrundlagen nicht richtig sein können.

Nach einer kurzen Würdigung einiger Näherungsverfahren und nach Anführung der neuen amerikanischen und der deutschen Bestimmungen über die Ausführung der Pilzdecken geht der Verfasser zur strengen Lösung des Plattenproblems durch die Verwendung der Fourierschen Reihen über. Mit Recht bezeichnet er sich als ersten Begründer und eigentlichen Schöpfer dieses Lösungsverfahrens.

Die nach allen Richtungen unendlich ausgedehnte Pilzdecke, ferner die nach einer oder nach allen Richtungen endliche Pilzdecke mit freigelagerten oder eingespannten Rändern werden eingehend behandelt. Für die in der Praxis wichtigsten Plattenmomente werden handliche Formeln entwickelt, und ihre Anwendung wird in einem sorgfältig durchgeführten Beispiel erläutert. Ein besonderer Abschnitt ist der „umgekehrten Pilzdecke" als Fundamentplatte gewidmet.

Einen außerordentlich großen Raum nehmen das IV. und V. Kapitel mit Hilfstabellen und Tabellen für ziemlich alle denkbaren Lastfälle, Werte für Durchbiegung, Krümmung und Drillung ein.

Es folgen eine Untersuchung der Kreisplatten mit dem wichtigen Sonderfall der Kreisplatte auf elastischer Unterlage mit Säulenlast in der Mitte; eine Betrachtung der Pilzdecke als Stockwerkrahmen nach den amtlichen deutschen Bestimmungen sowie eine ausführliche Beschreibung von zahlreichen ausgeführten Beispielen. Der letztere Abschnitt ist besonders wertvoll durch die Angaben über die Berechnungsweise bei den einzelnen Bauwerken und durch viele beigefügte Zeichnungen und Lichtbilder in fast durchweg vorzüglicher Wiedergabe. Eine Übersicht über die Literatur der Pilzdecken beschließt das Buch.

Aus dem Gesagten ergibt sich, daß das Werk eine außerordentliche Bereicherung des Schrifttums über das dringliche Problem der trägerlosen Decken darstellt, wenn es auch für den Ingenieur nicht ganz so einfach sein wird, wie der Verfasser meint, das Gegebene unmittelbar für die Praxis zu verwerten. — Jedenfalls ist dieses Buch allen denen, die sich in diesen Gegenstand vertiefen wollen, zur Anschaffung zu empfehlen.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Teil III. Der Wasserbau. Band 7. Landwirtschaftlicher Wasserbau, fischereilicher Wasserbau, Dünenbau und Seedeiche. Von Paul Gerhardt (†). 655 S. mit 670 Abb. 5. Auflage. Leipzig 1924. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geb. 34, geh. 31 R.-M.

Der Verfasser hat sich durch die Bearbeitung des Buches ein schönes Denkmal gesetzt. Die Gesamtanordnung des Stoffes stimmt im wesentlichen mit der 4. Auflage überein, nur ist der Abschnitt „Flußdeiche" fortgelassen, da er besser im 6. Bande „Flußbau" seine Bearbeitung findet. Auch der Abschnitt XVIII „Behandlung der Flußniederungen" hätte wohl aus dem gleichen Grunde fortbleiben können, wodurch noch weitere 10 Seiten gewonnen wären. Der gewonnene Platz ist zur gründlichen Bearbeitung der anderen Abschnitte bis auf den jetzigen Standpunkt verwendet. Ferner ist das Kapitel „Fischteiche" zu einer Abteilung „Fischereilicher Wasserbau" erweitert.

Für spätere Auflagen würde ich empfehlen, in Erwägung zu ziehen, ob nicht der Abschnitt VI „Offene Gräben" besser hinter § 10 seinen Platz findet. Der kurze Abschnitt „Auflandungen (Kolmationen)" ist mitten in die Bewässerungen eingeschoben. Dieser Abschnitt wäre wohl besser gleich hinter § 11 gebracht, weil durch Anflandung wieder natürliche Vorflut geschaffen wird. Ebenso würde der Abschnitt IX „Stauvorrichtungen in Gräben und Dräns" (S. 115 bis 128) besser hinter dem sehr anregend geschriebenen Abschnitt X „Bewässerung im allgemeinen" gebracht.

Bei den künstlichen Entwässerungen ist der Hydropulsor, S. 52 u. f., neu aufgenommen, wie auch auf S. 161 bei den Bewässerungen. Lobenswert ist die allgemeine Benutzung des Wortes Dränung statt des häßlichen Wortes Drainage. Neu ist die Darstellung der Einführung des Schichtwassers in einem Dränstrang (S. 110) und die in das Gebiet des Hochbaues schlagende Dränung von Gebäuden (S. 113), dagegen ist der Hinweis auf Herstellung von Absturzschächten bei Kreuzung von Rainen durch Sammeldränstränge leider fortgelassen. Neu aufgenommen ist die Darstellung und Beurteilung der Mierauschen Durchlüftungsdränung.

Unter den Bewässerungsanlagen sind ausführlicher als früher behandelt die Anlagen in Mesopotamien und Ägypten. Neu geschildert ist die Bewässerungsanlage der Koniaebene aus dem Beyschehirsee in Kleinasien (S. 153).

Bezüglich der Benutzung des Wassers der Schiffahrtkanäle für andere Zwecke als lediglich für die Schiffahrt ist der veraltete Standpunkt der preußischen Ministerien aus dem ersten Jahrzehnt des Jahrhunderts noch beibehalten (S. 156). Wenn auch meistens in der Scheitelhaltung kein Wasser außer für Schiffahrtzwecke zur Verfügung steht, so kann doch den anderen Haltungen häufig so viel Wasser zugeführt werden, daß gerade die Nebennutzungen die Anlage des Kanals rechtfertigen.

Eine besonders starke Berücksichtigung haben die für unsere Gemüsezucht in Zukunft wichtigen Beregnungsanlagen erfahren. Die Vorrichtungen dafür werden in der neuen Auflage kurz „Regner" genannt.

In dem erweiterten Abschnitte „Fischereilicher Wasserbau" finden sich viele beachtenswerte Winke für die bei der Ausführung der Wasserbauten stets zu berücksichtigenden Belange der Fischerei. Auch der Hinweis (S. 372) auf offenbare Fehlurteile der Gerichte ist wichtig. Es sollten derartige Urteile, die keineswegs seltene Ausnahmen bilden, als Unterlagen gesammelt werden zur Begründung der Bestrebungen, daß technische Gerichtshöfe gebildet werden müssen, da der lediglich juristisch vorgebildete Richter bei dem jetzigen Verfahren mit den sich meist widersprechenden Gutachten der mehr oder minder erfahrenen Sachverständigen sich kein sicheres Bild machen kann und dann im Zweifelfalle stets den Staat verurteilt.

Eine sehr gründliche Behandlung haben die Fischwege erfahren.

Aus der auf S. 439 gegebenen Zusammenstellung von Teichdammbrüchen sollte man eine Warnung entnehmen, die Teichdämme stets mit hinreichenden Abmessungen unter Anwendung der größten Sorgfalt herzustellen, was aber leider häufig nicht geschieht. Vor etwa zehn Jahren war in einem engen Tale des Strießbaches in der Nähe von Danzig-Langfuhr von den Grundbesitzern eine Fischteichanlage in ähnlicher Weise wie Abb. 442 u. 443 (S. 427) hergestellt. Die acht Teichdämme waren auf Grund des Handbuches von Prof. Dr. Benecke in den Abmessungen erbaut, wie sie S. 440 angegeben sind. Da aber zur Herstellung der Dämme zu magerer Boden Verwendung gefunden hatte, brach der zweitoberste Damm und dann sofort auch die aller unterhalb gelegenen Teiche. Wenn auch jeder Teich nur eine sehr geringe Wassermenge enthielt, so erzeugte doch die vereint zum Abfluß gelangte Wassermasse der sieben Teiche ein für die Unterlieger verderbliches Hochwasser. Man sollte daher auch bei der Herstellung der Fischteichdämme mit der gleichen Vorsicht verfahren wie bei Talsperrendämmen und die auf S. 440 angegebenen Abmessungen als Mindestmaße nur bei vorzüglichem Boden (sandigem Lehm) anwenden. Der Satz (S. 440 unten) „Geeignetes Material ist Lehm mit geringem Sandzusatz, der in einzelnen Lagen eingebracht und gestampft wird" kann Unkundige leicht irreführen.

Die dritte Abteilung „Dünenbau" ist in der namentlich für Binnenlandbewohner sehr anregenden Weise bearbeitet. In der folgenden Abteilung „Seedeiche" ist besonders der Abschnitt „Deichreife der Watten" beachtenswert. Neu aufgenommen sind die de Muraltschen Eisenbetonbauweisen zur Deichbekleidung und Deicherhöhung (S. 557 u. 578). Unter den Sielen sind bemerkenswert die Hebersiele (S. 627 u. f.).

Leider hat Gerhardt die Probeabzüge wohl nicht mehr durchsehen können, so daß wahrscheinlich wegen dieses Umstandes einige unangenehme Druckfehler in dem Werke verblieben sind, z. B. auf S. 87 gleich nachdem Gerhardt mitteilt, daß die jetzt allgemein angenommene Unterscheidung in Längs- und Querdränung von ihm vorgeschlagen sei, gibt er in Abb. 90 u. 91 sowie in der nachfolgenden Beschreibung den Unterschied beider Bauweisen. Leider sind die Unterschriften beider Abbildungen vertauscht. Unter der Darstellung der Querdränung steht Längsdränung, während die Darstellung der Längsdränung die Unterschrift Querdränung trägt. Auf S. 193 findet sich in § 76 der Satz „Selbst bei gleichen Wasserständen ist mitunter der Gehalt (an Sinkstoffen) bei

steigendem Wasser größer als bei fallendem". Das Wort „mitunter" ist ganz zu streichen oder durch „stets" zu ersetzen.

Das vorliegende Buch ist angehenden Wasserbauern angelegentlichst zu empfehlen, und auch jeder erfahrene Techniker wird darin viele Anregungen finden, so daß er es nur ungern aus der Hand legen wird. Ehlers.

Vitruv. Technik und Literatur. Mit dem Untertitel: Vitruv und die Poliorketiker. Vitruv und die Christliche Antike. Bautechnisches aus der Literatur des Altertums. Von W. Sackur, ordentl. Prof. a. d. Technischen Hochschule Karlsruhe. 191 S. mit 71 Abb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 15 R.-M., geb. 16,20 R.-M.

Ein erfahrener Architekt und Bauhistoriker zeichnet und meditiert in diesem beachtenswerten Buche über antike technische Konstruktionen, gleichzeitig holt er aus zu ausgedehnter philologischer Textkritik. Dazu gehört Mut und das Gefühl der Sicherheit, denn die Gefahr ist groß, daß der zünftige, philologisch geschulte Textkritiker solche Arbeit als Eingriff eines Laien in die eigene Machtsphäre betrachtet. Und doch wird dies hier kaum der Fall sein, denn dies Doppelgesicht der Arbeit ist in der sachlichen Notwendigkeit bestimmt: Der Verfasser versucht, den literarischen Nachlaß der antiken Technik nach seinem technischen Gehalt für die Erkenntnis technischer und architektonischer Fragen zu verwerten. Eine kritische Würdigung der zum Teil sehr schwierigen antiken Schilderungen technischer Konstruktionen, der Ausdrucksweise, der Denkweise in den von antiken Technikern geschriebenen Schriften, die Sicherheit des Urteils gegenüber Verderbtheiten des Textes, Mißverständnissen, Verständnislosigkeiten von Abschreibern wie von Zeichnern und die greifbare Vorstellung der geschilderten Dinge wird letzten Endes eben doch nur von einem technisch und schöpferisch denkenden Architekten zu erwarten sein, der neben seinen fachmännischen Kenntnissen auch die notwendige philologische Veranlagung besitzt.

Es ist eine Art Bresche, in die Sackur springt, wenn er notgedrungen kritisch sichtender Textforscher wird, wenn er neue Übersetzungen bringt mit fachmännischen Ausdrücken, neue Terminologien schafft, wo die alten unzulänglich waren, Widersprüche aufdeckt innerhalb der Texte, der Texte gegeneinander, wenn er Textillustrationen auf ihre Quellen hin beurteilt. Es ist erstaunlich, wie als Folge dieser Arbeitsmethode sich die technischen Ergebnisse, neue überraschende Gesichtspunkte, die Rekonstruktionen schwieriger Großkonstruktionen scheinbar von selbst ergeben, wie anderseits auch die Textforschung scheinbar bedeutende Vorteile davon hat. Das letztere zu beurteilen, wird aber Sache der besonderen Fachleute sein.

Das Buch gliedert sich in acht Abschnitte.

Im ersten geht der Verfasser ein auf Vitruv und die Poliorketiker, ihre Bedeutung für die technische Literatur und die Überlieferung ihrer Texte. Der Stoff wird beschränkt auf die reine Bautechnik, auf die Vertreter der praktischen Technik, Techniker oder Technologen. Theoretiker werden ausgeschieden. Von den praktischen Poliorketikern scheidet er selbst einen Biton und Heron aus, weil sie sich ausschließlich mit Geschützkunde abgeben. Für den literarischen Nachlaß der Antike sind als Quellen verwertet: Vitruvs „10 Bücher über die Architektur", hauptsächlich das 10. Buch, von den Kriegsschriftstellern: des Apollodorus „Belagerungskunst", der „Athenaeus mechanicus" und der „Anonymus Byzantinus". Die ersten drei sind Techniker, der letzte ein Technologe, der militärtechnische Gegenstände aus älteren Quellen, darunter auch aus dem Apollodorus und dem Athenaeus, kompiliert und kommentiert.

Vitruv ist der große Vermittler verloren gegangener griechischer Bauliteratur, in reinen Baudingen als Praktiker — er war in der Armee des Kaisers Augustus Architekt für Geschütze und Wurfmaschinen — nach des Verfassers Meinung ein Mensch von unabhängigem Urteil, der große Fachmann mit der hohen Auffassung des „architectus, cuius iudicio probantur omnia, quae ab ceteris artibus perficiuntur opera". Die Vitruvausgaben enthalten den Urtext nicht mehr. Es sind Abschriften von Abschriften mit ihren Verständnislosigkeiten und Fehlern. Durch manche Wirrnisse hindurch drängt es den Verfasser, den Leser zum wahren Vitruv zu führen.

Die Belagerungskunst Apollodors, des glänzenden Architekten Trajans, ist keine theoretische oder entwicklungsgeschichtliche Schrift, sondern es ist ein handwerklich gedachter Erläuterungsbericht zu Zeichnungen für den Kaiser im Felde zur Ausführung von Belagerungskonstruktionen bei dem Heere. Eben deshalb finden sich darin so eingehende Aufschlüsse über antike Zimmermannskonstruktionen, daß Sackur davon Rekonstruktionen anfertigen kann. Einleuchtende Rekonstruktionen finden wir zur Widderschildkröte, zu einem Belagerungsturm, zu einer zusammensetzbaren Leiter.

Die Poliorketik des Vitruv hat im Gegensatz zu der des Apollodor allgemein wissenschaftlichen Zweck, es ist kein Instruktionswerk für eine Einzelkonstruktion. Aber — und das ist für die Untersuchungen Sackurs besonders wichtig! — die Schilderungen Vitruvs von gewissen Belagerungsmaschinen zeigen eine veränderte Schreibweise und größere für die Praxis berechnete technische Genauigkeit als die anderen Abschnitte. So kann eben Sackur aus der Textanschauung des Vitruv wie des Apollodor heraus Rekonstruktionen der schwierigen, großen Belagerungsmaschinen geben, neue Textübersetzungen mit fachmännischen Ausdrücken für die handwerklichen Dinge vornehmen. Kritisch bewertet sind die alten handschriftlichen Bildillustrationen, die oft erstaunlich wenig Aufklärung geben, oft beweisen, daß der Zeichner den Text nicht richtig verstanden hat. Unecht nennt Sackur Illustrationen, wenn sie unter dem sachlichen Niveau des Textes stehen. Die Frage nach deren beschränktem oder fehlendem Quellenwert, die andere, ob die byzantinischen Zeichner antikes Material benutzt haben, wird behandelt. Nach Sackur haben sie keine der Apollodorschen Bauzeichnungen gesehen!

Der dritte Abschnitt, wohl einer der technisch interessantesten, behandelt die **Elemente** der antiken Holzkonstruktionen auf Grund der Poliorketik des Apollodor, deren Nachweis in der antiken Literatur und ihre Tradition in der späteren Zeit. Sehr interessante Einzelheiten werden festgestellt, so z. B., daß im heutigen italienischen Gerüstbau die eigenartigen Knaggen und Besatzlatten den *χελωνία* und *κανόνες* des Apollodor gleichen, daß dessen *περιστομίδες* (hölzerne Klammern) auf den Lykischen Grabdenkmälern zu sehen sind und den „fibulae" bei Caesars Rheinbrücke gleichzusetzen seien, daß bei Baurüstungen, die Vitruv schildert, dieselben Elemente sich immer wieder finden. Rekonstruktionen gibt Sackur von den Vitruvschen Bauwinden, Flaschenzügen, Einmastkranen. Interessant ist der Hinweis auf verwandte Elemente beim Kranmast eines maestro Zabaglia, mittels dessen die Statuen auf die 19 m hohen Kolonnaden vor S. Peter versetzt wurden, oder bei dem bekannten Gerüst des Domenico Fontana für die Aufrichtung des Petersobelisken.

Der vierte Abschnitt geht auf jenen Teil der Poliorketik des Vitruv ein — er wird „particulae errabundae" genannt —, der mit einer für die Praxis berechneten Genauigkeit eine auffallend andere Schreibweise dort zeigt, wo er die „Schildkröte ohne Widder" und die „Widderschildkröte des Hegetor von Byzanz", ein wahres Monstrum, schildert. Auffallend ist nun, daß zu diesem schlecht erhaltenen Vitruvtext ein lückenloser griechischer Paralleltext im „Athenaeus mechanicus" besteht.

Im Athenaeus mechanicus unterscheidet Sackur — und das ist neu und für die Beurteilung anderer Dinge von entscheidender Bedeutung! — eben diesen älteren Kern, den Paralleltext, den er „Athenaeus Maior" nennt, von einem „Athenaeus Minor", einem ganz anders gestalteten späteren Text! Sackur nennt den ganzen Athenaeus mechanicus einen „literarischen Doppelgänger". Der „Athenaeus Maior" war nach Ansicht Sackurs das Stück eines technischen Briefwechsels über Belagerungsmaschinen, geschickt an M. Claudius Marcellus, den Belagerer und Besieger von Syrakus (214 v. Ch.), den Zeitgenossen des Archimedes.

Die „particulae errabundae" des Vitruv und „Athenaeus Maior" scheinen eine ähnliche Quelle gehabt zu haben. Hauptsächlich Vitruv folgend, bei verderbten Stellen aus technischen Überlegungen heraus ihn manchmal verbessernd und vom Athenaeus Maior sich leiten lassend, gelangt Sackur auf mühsamen Wegen zur Rekonstruktion der „Widderschildkröte des Hegetor" von ganz neuer Anschauung.

Der Athenaeus Minor gehört nach Meinung Sackurs nicht mehr der Antike an, er sei einerseits eine byzantinische Textüberarbeitung des Vitruv aus dem 10. J. n. Chr., ganz unzuverlässig, ohne Verständnis für technische Dinge, voller Sinnwidrigkeiten mit unverstandenen, kritiklosen Ergänzungen und verhängnisvollen Verbesserungen des Vitruvtextes, anderseits sei er sogar zum Teil geschöpft aus dem „Anonymus Byzantinus", einem gewissenhaften, aber kritiklosen Sammler technischer Notizen, einem Zeitgenossen der Vitruvliebhaber, dessen Quelle ein erst 1533 geschriebener Kodex sei! — Für die Beurteilung Vitruvs ist das alles wichtig! Denn nun seien durch den „Athenaeus Minor" sinnentstellende Fehler in den Vitruvtext gekommen, die letzten Endes mit Schuld seien an dem abfälligen Urteil so mancher Zeit über Vitruv.

Und so sieht nun der Verfasser ein Ergebnis seiner Arbeit darin, daß er den Nachweis geführt zu haben glaubt, daß die Poliorketik des Vitruv eine selbständige fachmännische Arbeit bedeutet, er glaubt, den Vitruv gleichsam „rehabilitiert" zu haben. Auf dem Wege zu diesen Erkenntnissen hat es sich Sackur nicht verdrießen lassen, in gewissenhafter Arbeit immer wieder an die Quellen zu gehen; geleitet hat ihn überall sein gesunder technischer Instinkt.

Die Lösung der Frage nach dem Athenaeus, der immer als einheitliches Werk angesehen wurde, erscheint mir auf Grund der methodischen Durchdringung des technischen Stoffs plausibel und logisch aus dem technischen Kern entwickelt. Man kann nur wünschen, daß auch der Philologe die textkritische Methode anerkennen wird.

Ein achter Abschnitt behandelt in verdienstvoller Weise antike Dachkonstruktionen auf Grund der Vitruvschen Angaben und damit zusammenhängende technische und architektonische Probleme. Zum Verständnis der Antike kommen die Dachstühle der älteren christlichen Basiliken und die Tradition in Italien zu Hilfe. Die von Vitruv geschilderte und von ihm erbaute Basilica in Fanum gibt dem Verfasser im Schlußkapitel noch Gelegenheit zu scharfsinnigen Bemerkungen und zu Rekonstruktionen sowie zu Äußerungen über Dach und Decke der antiken Basilica. Klare Rekonstruktionen und Zeichnungen ergänzen überall den Text. — Ich möchte darauf hinweisen, daß es antike Tempel in Syrien und in Afrika mit Spuren von Dachkonstruktionen gibt (ich erinnere an den Bacchustempel in Baalbek), deren zusammenhängende Bearbeitung wertvoll wäre.

Fasse ich zusammen: Die Arbeit Sackurs ist außerordentlich beachtenswert. Sie zeugt von einem guten wissenschaftlichen Drang eines Architekten, der keine Mühe scheut, um ans Ziel zu gelangen. Möge manche Behauptung vielleicht anfechtbar sein und noch angefochten werden, die Darstellungsweise, die Arbeit selbst ist so sachlich, gewissenhaft, ehrlich und tüchtig, daß die Anerkennung auch von Philologen und Archäologen wohl kaum ausbleiben wird. Ein anerkannter Archäologe äußerte sich mir gegenüber schon dahin, daß Sackur der richtige Mann wäre, um eine neue Vitruvausgabe zu bearbeiten. Die Anerkennung des Technikers ist ihm sicher, wenn das Lesen des Buches auch nicht gerade eine bequeme Aufgabe ist. D. Krencker.

Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebes unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal. Von Dr.-Ing. Georg Mahr, Regierungsbaumeister. 67 S. mit 9 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 3,60 R.-M.

Der Verfasser gibt zunächst einen allgemeinen Überblick über die geschichtliche Entwicklung des Schleusenbetriebes, beschränkt sich dann aber bei der Beschreibung neuzeitlicher Betriebe auf die Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal. Aus den amtlichen Beobachtungen und Messungen an den Schleusen dieses Kanals über die Zeitverluste bei der Ein- und Ausfahrt, bei dem Schließen und Öffnen der Tore und beim Füllen und Entleeren der Schleusenkammer werden beachtenswerte Folgerungen gezogen. Von besonderem Interesse sind die praktischen Zeitmessungen und die theoretischen Untersuchungen über das Füllen und Entleeren der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals, wenn auch auf die Wasserspareinrichtungen und auf die Heberfüllung bei anderen Schleusen nicht näher eingegangen wird. Die kleine Schrift mit ihren einwandfreien Zahlen wird gewiß nicht bloß dem Wasserbauer, sondern auch dem Schiffahrttreibenden willkommene Anregung und Belehrung bieten. Ctg.

Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben nach dem Stande von 1925. Herausgegeben auf Anregung des Reichsverkehrsministeriums unter Förderung der zuständigen Zentralbehörden des Reiches und der Länder vom Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Soldan. (Zugleich Ergänzungsband zu dem zweibändigen, 1922 unter gleichem Titel erschienenen Werke von Dr.-Ing. Sympher †). 650 S. mit vielen Abb. und Plänen. Berlin SW 61. Verlag von Reimar Hobbing. Preis geb. 30 R.-M.

Durch den vorliegenden, mit einem vortrefflichen Vorwort von Dr.-Ing. ehr. Soldan versehenen Ergänzungsband erhält das bekannte Symphersche Werk über die Wasserwirtschaft Deutschlands eine sehr willkommene, zeitgemäße Erweiterung. Was in der Nachkriegszeit auf wasserwirtschaftlichem Gebiete geplant und gebaut worden ist und noch nicht abschließend behandelt werden konnte, gelangt nunmehr durch berufene Vertreter der Einzelgebiete zur Darstellung. Nur wer von dem Ergänzungsband III in allen seinen Teilen Kenntnis nimmt, kann ein vollständiges Bild von der deutschen Wasserwirtschaft in ihrer gegenwärtigen Entwicklung und praktischen Auswirkung gewinnen.

Das umfangreiche Werk zerfällt in drei selbständige Teile. Teil I behandelt vom wissenschaftlichen Standpunkte in 11 Kapiteln besondere Gebiete des Wasserbaues und der Wasserwirtschaft. Das 12. Kapitel über die Organisation der Reichswasserstraßenverwaltung mußte aus naheliegenden Gründen noch zurückgestellt werden. In den Kapiteln 1 und 9 gibt Regierungsrat Barche auf statistischer Grundlage einen Überblick über den jetzigen Umfang des deutschen Wasserstraßennetzes und über die Entwicklung des Schiffahrtverkehrs der Nachkriegszeit. Über neuere Bauweisen für Talsperren berichtet Direktor Link vom Ruhrtalsperrenverein im Kapitel 2. Die neue Gußbetonbauweise der Schwergewichtmauern biete Kosten- und Zeitersparnis gegenüber dem Bruchsteinmauerwerk, die aufgelöste Bauweise mit Pfeilern und Gewölben werde sich in Deutschland weniger einbürgern, dagegen werde vielleicht der Erd- und Steindamm mit Mauerwerkskern sich als eine vorteilhafte Bauart erweisen. Im Kapitel 3 behandelt Oberregierungsbaurat Trier die Speisung der Schiffahrtkanäle und gibt wertvollen Aufschluß über die Maßnahmen zur Wasserversorgung des Mittellandkanals und deren Kosten. Die planmäßige Entwässerung von Industriebezirken wird im Kapitel 4 von Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing allgemein erörtert und an den Ausführungen der Emschergenossenschaft in allen Einzelheiten erläutert. Im Kapitel 5 gelangt Regierungsbaurat Prietze zu einer sehr praktischen Formel für die Berechnung der Schiffahrtkosten. Im Kapitel 6 über Schiffahrtsrecht gibt Ministerialrat Oppermann einen Überblick über die gegenwärtig noch nicht abgeschlossene Entwicklung des internationalen Schiffahrtsrechtes nach Maßgabe der Bestimmungen des Versailler Diktats. Kapitel 7 enthält einen wertvollen Beitrag von Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Schmick zur Frage der Wasserkraftverwertung und der Wechselbeziehungen zwischen Schiffahrt und Kraftnutzung auf den schiffbaren Wasserläufen. Die neuesten Turbinenkonstruktionen und ihre wirtschaftliche Bedeutung werden im Kapitel 8 von Prof. Dr.-Ing. Österlein geschildert. Danach besitzen die Propeller- und Kaplan-Turbinen ihre großen Vorzüge, doch dürften die Francis-Turbinen auch weiterhin überall da, wo es sich um hohe Gefälle und kleine Wassermengen handelt, ihr bisheriges Anwendungsgebiet behalten. Kapitel 10 enthält Mitteilungen von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Teubert über Neuerungen im Schiffbau und über Binnenschiffahrtbetrieb, wobei auf die technische Neuerung von Schiffshebewerken mit Trockenförderung hingewiesen wird.

Über die neueste Entwicklung im Bau von Wasserstraßen werden im Kapitel 11 von Ministerialrat Hoebel in dankenswerter Weise eingehende und zutreffende Betrachtungen angestellt. Nach einer Übersicht über die im Bau befindlichen oder wenigstens zum Bau vorbereiteten Pläne kommt der Verfasser zu dem Schluß, daß bei der jetzigen Wirtschaftslage Deutschlands nur an die Durchführung der allerdringendsten Ergänzungen und Verbesserungen unseres Wasserstraßennetzes gedacht werden darf.

Der Teil II des Ergänzungsbandes enthält Sonderbeschreibungen aller wichtigeren deutschen Hafenanlagen für Handels- und Industriezwecke unter Berücksichtigung geplanter Erweiterungen. In einer zusammenfassenden Einleitung gibt Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Lohmeyer einen Überblick über die bauliche Entwicklung der deutschen Häfen in der Nachkriegszeit, wobei zunächst die Seehäfen an der Nord- und Ostsee und sodann die Binnenhäfen der einzelnen Stromgebiete gruppenweise zur Darstellung kommen. Dieser Teil des Werkes ist mit zahlreichen Plänen und Abbildungen versehen und bietet ein ungemein reichhaltiges Material.

In dem der Praxis gewidmeten Teil III kommt das Wirtschaftsleben Deutschlands, soweit es mit der Wasserwirtschaft in Verbindung steht, zu umfassendem Ausdruck. Die deutsche Bau- und Maschinenindustrie zeigt darin in gruppenweise geordneter Aufmachung ihre Leistungen. Die Gruppe 1 betrifft den Hoch- und Tiefbau einschließlich Talsperren, Brücken und Schleusen, die Gruppe 2 bezieht sich auf Seezeichen und Instrumente. In Gruppe 3 führen die großen Werke ihre Verlade- und Transportmittel, Hilfsmaschinen usw. vor, Gruppe 4 bezieht sich auf Be- und Entwässerungen, Kläranlagen usw., Gruppe 5 auf den Schiffbau. Die Gruppen 6 und 7 betreffen die vielseitigen Leistungen der deutschen Maschinenindustrie auf dem Gebiete der Elektrotechnik, während die Gruppe 8 über die Herstellung und Lieferung von Bau-, Betriebs- und Unterhaltungsmaterial wünschenswerte Auskunft gibt.

Am Schlusse dieses Teiles wird ein Überblick über die wirtschaftliche Ausnutzung der Wasserstraßen geboten, und zwar durch eine Zusammenstellung wohl aller deutschen Gesellschaften, die sich mit Schiffahrt, Reederei und Fischerei befassen, Lagerhäuser verwalten, Hafenumschlag vermitteln und Transport, Spedition und Versicherung von Gütern übernehmen.

Der neue Ergänzungsband, der in seiner vornehmen Ausstattung dem früheren Werke entspricht, enthält in einer Tasche eine Übersichtskarte der Wasserstraßen und Häfen von Groß-Berlin, sowie drei beachtenswerte Grundkarten von Prof. Dr. Tiessen über Seehafenverkehr und Binnenschiffahrt während der Jahre 1913 und 1922, aus denen die durch den Krieg hervorgerufenen, zeichnerisch dargestellten Verkehrsverschiebungen zu ersehen sind. Ctg.

Wasserbaulaboratorien Europas, Entwicklung, Aufgaben, Ziele. Im Auftrage des V. D. I. herausgegeben von G. de Thierry und C. Matschoss. 431 S., 512 Abb. u. 9 Tafeln. Berlin 1926. V. D. I.-Verlag. Preis geb. 50 R.-M.

Zum ersten Male ist hiermit ein Werk herausgegeben, das eine zusammenfassende Übersicht über die europäischen Wasserbaulaboratorien und einige bemerkenswerte amerikanische Versuchsanstalten gibt. Der umfangreiche Stoff ist in 18 Kapitel unterteilt, und zwar ist jedes Kapitel eine in sich abgeschlossene Darstellung von der Entstehung, dem Wachsen und Ausbau eines Laboratoriums bis zu seiner heute bestehenden Gestalt. Ferner sind die hauptsächlichsten in den betreffenden Laboratorien ausgeführten Versuche einer eingehenden Besprechung unterzogen; klare Lichtbilder und sehr gute Zeichnungen und Tafeln erläutern und ergänzen die eingehenden Darlegungen und geben dem Werke einen ganz besonderen Wert.

Eine Würdigung der einzelnen Kapitel würde über den Rahmen dieser Besprechung hinausgehen; es kann daher hier nur eine Aufzählung der behandelten Versuchsanstalten und der betreffenden Verfasser gegeben werden. Von den europäischen Hochschullaboratorien sind zu nennen: Braunschweig (Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Möller), Brünn (Prof. A. Smrček), Charlottenburg (Geh. Regierungsrat Prof. M. Grantz), Danzig (Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. F. W. O. Schulze), Darmstadt (Geh. Baurat Dr.-Ing ehr. M. Carstanjen), Dresden (Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. ehr., Dr. d. techn. Wiss. ehr. H. Engels), Graz (Hofrat Prof. Dr. Ph. Forchheimer), Karlsruhe (Geh. Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. ehr. Th. Rehbock), München (Prof. Dr.-Ing. D. Thoma) und Stockholm (Prof. Zivilingenieur W. Fellenius).

Ferner sind behandelt: Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. ehr. H. Krey und Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. R. Winkel), die Wasserbauversuchsanstalt der Marinewerft in Wilhelmshaven (Obermarinebaurat W. Krüger), die Versuchsanstalt für Wasserbau in Wien (Prof. Dr.-Ing. Fr. Schaffernak) und das Hydrotechnische Laboratorium in Leningrad (Prof. V. E. Timonoff).

Über das wasserbauliche Versuchswesen und einige bemerkenswerte Wasserbau-Laboratorien in Amerika schreibt Dr.-Ing. ehr. Consulting Engineer John R. Freeman.

Neben diesen die Laboratorien und die in ihnen ausgeführten Versuche behandelnden Darstellungen sind noch besonders wertvolle Abhandlungen aus der Feder führender Wasserbau-Ingenieure dem Werke angegliedert. Auch hier würde eine Besprechung der einzelnen Aufsätze zu weit führen; der großen Bedeutung wegen, die diesen behandelten Fragen zukommt, möchte ich in folgendem wenigstens eine Aufzählung der betr. Abhandlungen und ihrer Verfasser geben: Geschichtliche Entwicklung des wasserbaulichen Versuchswesens in Europa und über den Wert von Modellversuchen und deren allgemeine Grundsätze von H. Engels, Die Grenzen der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse und die Modellähnlichkeit bei flußbaulichen Versuchen von R. Winkel, Geschichtliche Entwicklung des wasserbaulichen Versuchswesens in Amerika von J. R. Freeman und ein Schlußwort von G. de Thierry, in dem u. a. die Voraussetzung für erfolgreiche Arbeit der Versuchsanstalten und ein Überblick über die vorliegenden Forschungsgebiete gegeben wird.

Wie aus der obenstehenden kurzen Inhaltsübersicht hervorgeht, bietet das Werk allen wissenschaftlich arbeitenden Ingenieuren des Wasserbaues einen großen Reichtum an Erfahrungen auf dem Gebiete des Versuchswesens. Besonders für Neuanlagen von Laboratorien oder für den weiteren Ausbau bestehender Versuchsanstalten ist ein derartig aufgebautes Werk von ganz besonderem Wert, indem die Auswertung der beim Bau bestehender Laboratorien gewonnenen Erkenntnisse über Zweckmäßigkeit der Anlagen vor teuren und zeitraubenden Fehlschlägen schützen kann.

Dr.-Ing. K. Lüders.

Heizung und Lüftung. Von M. A. Hottinger. 293 S. mit 210 Abb. München 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 14,50 R.-M., geb. 16,50 R.-M.

Verfasser hat einen Leitfaden für Architekten und Bauherren geschrieben und damit eine Lücke ausgefüllt, was mit dem Formelmechanismus bisher nicht zu erreichen war. Der Architekt ist in erster Linie Künstler; das darf nicht vergessen werden. Will man ihm die zur Behaglichkeit eines Wohnraumes dienenden technischen Einrichtungen, z. B. eine Heizungs- und Lüftungsanlage, ein für alle Male verleiden, so braucht man ihm nur von erreichbaren und tatsächlichen Geschwindigkeiten des Heizwassers, von wirksamen oder negativen Druckhöhen, von Widerständen oder Wärmedurchgangskoeffizienten zu erzählen. Ihn interessiert doch nur die ästhetische Unterbringung des Ingenieurwerks, für dessen Bewährung der Architekt die Verantwortung dem Hersteller überlassen muß. Der Architekt muß nur wissen, worauf es ankommt, ähnlich wie ein Arzt einen Kranken nach seinen Beschwerden befragt. Der Heizungsingenieur muß deshalb a priori alles das herausziehen, was der Architekt vor dem Beginn des Baues wissen muß, und nicht erst damit kommen, wenn das Gebäude fertiggestellt ist. Aus diesem Grunde müssen die Heizungs- und Lüftungsentwürfe rechtzeitig fertiggestellt werden, damit nicht, wie so häufig, erst nachträglich die Kellersohle zur Aufnahme des Heizkessels vertieft und eine Anzahl von Rohrschlitzen ausgehauen werden muß. Kokskeller und Kesselraum sind dicht beieinander zu legen, und zwar derart, daß das Einbringen des Kokses von außen durch besonders hierfür auszubauende Kellerfenster und nicht etwa auf großen Umwegen durch das Kellergeschoß möglich wird. Dasselbe gilt von dem Entfernen der Schlacken und Aschen. Der Heizkesselraum muß eine Entleerungsöffnung in der Kellersohle aufweisen, um Überschwemmungen beim Bruch eines Kesselgliedes zu vermeiden, der Schornstein in unmittelbarster Nähe des Heizkessels liegen, um nicht nur den lästigen Qualm beim Anheizen zu vermeiden, sondern auch über die für die wirtschaftlichste Ausnutzung erforderliche Regelungsfähigkeit des Zuges zu verfügen. Was wird in dieser Beziehung trotz feststehender Theorie heute noch gesündigt! Wie häufig trifft man unsachgemäß angelegte Verteilungsleitungen an, an denen man sich den Kopf stößt oder Lieferanten mit ihren Kisten die Isolierungen beschädigen. Der Architekt hat seinerseits seine Freude an der wirtschaftlichen und ästhetischen Durchführung des Baues, die nicht durch ungenügend durchgearbeitete technische Einrichtungen, die den Bau aufhalten, gestört werden darf. Je mehr diese Erkenntnis sich Bahn bricht, desto mehr werden sich Ingenieure und Architekten verstehen lernen und Werke schaffen, die beiden zur Ehre gereichen werden.

Früher gehörte das Lehrfach für Heizungs- und Lüftungsanlagen in die Fakultät der Architekten. Wenn diese Wissenschaft heute dem Ingenieurfach angegliedert ist, so ist damit die Notwendigkeit eines besonderen Kollegs für die Architekten nicht etwa überflüssig geworden. Der Ingenieur braucht ein anderes Kolleg als der Architekt. Was ersterer wissen muß, ist für letzteren entbehrlich. Dagegen müssen beide die Entwicklung der Heizungsmethoden, deren Beginn schon 600 Jahre v. Chr. nachzuweisen ist, kennenlernen, um logisches Denken zu pflegen und nicht mechanisches Rechnen.

Das Buch, das Verfasser geschrieben hat, ist nicht nur für Architekten, sondern auch für Ingenieure von Interesse. Die Wärmeaufnahme und -abgabe der Umfassungswände ist für die Aufstellung der Heizkörper wichtiger als die Frage der Dampfbildung für die Verteilungsleitung einer Warmwasserheizung. Es ist merkwürdig, wieviel Jahre nötig sind, um Erkenntnisse erfahrener Ingenieure auf das Heizungsfach zu übertragen. 15 Jahre dauerte es, bis ein Hygieniker sich dieser Frage von neuem widmete und sie gründlich löste, und heute noch stehen sich zwei Anschauungen scharf gegenüber, von denen die eine für die Verlegung des Heizkörpers in die Fensternischen, die andere für dessen Unterbringung an den inneren Umfassungswänden eintritt. Die erstere Anordnung ist die richtige, vorausgesetzt, daß die Innenwand der Fensternische mit Torfoleumplatten usw. isoliert wird; sonst wandert die Wärme nach außen, und wir wundern uns über den hohen Koksverbrauch.

Verfasser teilt sein Buch in 17 Hauptabschnitte, deren erste sich auf die Einteilung, Anordung und Eignung der verschiedenen Heizsysteme, die Heizkessel, Brennstoffe und Kamine, Heizkörper und Rohrleitungen beziehen. Abschnitt 7 bringt eine Berechnung des Wärmedurchgangs durch die Umfassungswände der Räume unter Fortlassung aller entbehrlichen Gleichungen. Abschnitt 8 enthält ein Beispiel für die Berechnung des Wärmebedarfs eines Raumes, Abschnitt 9 wärmesparende Bauweisen usw.

Ich verzichte, auf das Inhaltsverzeichnis des zeitgemäßen, sehr lesenswerten Buches näher einzugehen. Wer es sich anschafft, wird die Ausgabe nicht zu bereuen haben. de Grahl.

Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. 3. Aufl. Herausgegeben von Oberregierungsbaurat a. D. E. Frey. I. Bd. A bis Bohren. 811 S. mit zahlreichen Abb. Berlin und Leipzig 1926. Deutsche Verlags-Anstalt Stuttgart. Preis in Hld. geb. 45 R.-M.

Lueger, der Schöpfer des rühmlich bekannten großen technischen Sonderlexikons, hat die durch den unaufhörlichen gewaltigen Fortschritt auf allen technischen Gebieten dringend notwendig gewordene Vervollständigung und zeitgemäße Neubearbeitung seines Werkes nicht mehr in die Hand nehmen können. An seiner Stelle hat Oberregierungsbaurat E. Frey die Schriftleitung übernommen und außer vielen früheren Mitarbeitern eine Reihe namhafter Fachmänner für die Bearbeitung neu hinzugewonnen. Das Verzeichnis der Mitarbeiter der neuen Auflage des Lexikons, deren 1. Band kürzlich erschienen ist, enthält nicht weniger als 130 Namen; von Bauingenieuren seien u. a. angeführt die Namen Baumann, Brix, Burchartz, Cauer, Dolezalek, Euting, Kübler, Maier-Leibnitz, Melan, Mörsch, Rudeloff, F. W. Schulze. Daß die Einzelbeiträge an sich gut sind, dafür bürgen schon diese Namen; aber auch der Schriftleitung ist Lob zu spenden dafür, daß sie aus den einzelnen Beiträgen, soweit es der erste Band erkennen läßt, ein einheitliches Ganzes geschaffen hat. Übrigens ist zweckmäßigerweise jeder Einzelbeitrag mit dem Namen seines Verfassers versehen.

Nach dem Vorworte ist beabsichtigt, wegen der schwierigen allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnisse den Umfang des Werkes ohne Schaden für dessen sachlichen Wert auf sechs Bände und einen Registerband einzuschränken. In den letzteren sollen neben den seither im Hauptwerke enthaltenen Hinweisen auch alle übrigen im Lexikon behandelten Stichworte mit den zum schnellen Auffinden notwendigen Angaben Aufnahme finden, wodurch zweifellos der Überblick über die Beiträge für die einzelnen Stoffgebiete erleichtert werden wird.

Bei dem schnellen Fortschreiten der Technik — man denke nur an die Einführung der Eisenbetonbauweise in den Hoch- und Tiefbau im Laufe von 20 Jahren — ist die Aufgabe, ein technisches Lexikon auf der Höhe zu halten, eine besonders schwierige, ja fast unerfüllbare. Ein flüchtiger Blick in den vorliegenden ersten Band läßt aber erkennen, daß bei der Herstellung des neuen „Lueger“ tüchtige Arbeit geschafft wird. Über die richtige Zahl und Auswahl der Stichwörter wird man häufig verschiedener Ansicht sein können; jedenfalls empfiehlt es sich, möglichst viele Stichwörter anzugeben und dabei, um eine zu große Zersplitterung zu vermeiden, fleißig Hinweise zu geben, die allerdings der Schriftleitung viel Mühe verursachen. Das Wertvollste bei dem Lexikon bilden doch immer die größeren Abhandlungen. Aus dem Gebiete des Bauwesens seien in dieser Hinsicht erwähnt die Stichwörter Auflager (Melan), Bagger (T. Schwarz), Bahnhöfe (Cauer), Balken, Beton und Biegung (Mörsch), Bodenbewässerung (Brix), Blockeinrichtungen (Gerstenberg), Bodenspeicher (Buhle), Bogen (Mörsch), Bogenbrücken (Melan).

Besonders zahlreich scheinen die an sich recht gut bearbeiteten Beiträge aus der Astronomie (Ambronn) und Mathematik (Mehmke) zu sein. Sollte das auch für die folgenden Bände zutreffen, so wäre vielleicht zu überlegen, ob man mit Rücksicht auf den knappen Raum diese Beiträge nicht etwas einschränken kann; besonders gilt das von der mit der Technik doch nur sehr lose zusammenhängenden Astronomie.

Bemerkenswert ist die reichliche Angabe von Literatur bei jeder größeren Abhandlung (z. B. S. 259, 363, 573). Unter „Baukunde“ fehlt aber bei den technischen Kalendern der seit 1906 alljährlich erscheinende wichtige Beton-Kalender. Unter „Baukonstruktion“ ist bei dem großen Werke „Handbuch für Eisenbetonbau“ die vierzehnbändige neueste (3.) Auflage ganz unberücksichtigt geblieben. Auch sonstige kleinere Fehler fanden sich bei der Durchsicht der „Literatur“.

Die Ausstattung der neuen Auflage steht an Güte hinter der zweiten Auflage nicht zurück. Gegen den namentlich bei größeren Beiträgen zur Ersparnis an Raum neuerdings stark benutzten, genügend deutlichen Kleindruck läßt sich nichts einwenden, und die meisten der zahlreichen Abbildungen sind gut und erfüllen jedenfalls ihren Zweck.

Das Luegersche Sonderlexikon in seiner Neubearbeitung wird ohne Zweifel jedem Techniker, insbesondere auch dem Bauingenieur, ein bequemes Hilfsmittel sein, das ihm in fachlichen Fragen nicht im Stich lassen oder ihm doch wenigstens einen sicheren Weg zur Unterweisung zeigen wird; den hohen Wert des inhaltreichen Werkes auch gegenüber einem Konversationslexikon wird der Fachmann gern anerkennen. Hoffentlich lassen die noch fehlenden fünf oder sechs Bände nicht allzulange auf sich warten, so daß der vorliegende erste Band beim Abschluß des Werkes noch nicht veraltet ist. Ls.

Handbuch des Bauingenieurs. I. Band, Der Wasserbau, I. Teil. Von Prof. S. Deutsch, Köln. Leipzig 1926. B. Fr. Voigt. Preis geh. 16, geb. 18,50 R.-M.

Das Werk liegt in einer zweiten Auflage vor, die gegenüber der ersten eine Erweiterung bezüglich des Stoffes und eine Vermehrung der Tafeln und Textabbildungen erfahren hat. Erweitert wurde das Kapitel über Talsperren und Wehre, weil gerade in heutiger Zeit die Ausnutzung der Wasserkräfte von Bedeutung ist. In den zweiten Band wurden die Kapitel über Meliorationen und Flußregulierung übernommen.

Der Aufbau des Werkes ist gut; er ist derart durchgeführt, daß mit den elementaren Gesetzen der Hydrostatik begonnen wird; es folgen Kapitel über das Wasser, über den Kreislauf des Wassers und über die Niederschläge und deren Messungen. Die Überleitung zu den Binnengewässern, den fließenden Gewässern und dem Flußbau bildet das Kapitel über Grundwasser. An den Flußbau schließen sich der Wehrbau und die Werkkanäle. Zum Schluß sind noch die Wasserstandsanzeiger behandelt.

Zahlreiche Abbildungen und Tafeln sind dem Werke beigegeben. Die Textabbildungen sind zum Teil nicht deutlich genug, auch wären einige Verzeichnungen bei einer etwaigen Neuauflage zu beseitigen (Abb. 117, 132, 133 u. 134). Die Tafeln geben zum großen Teil geschlossene kleine Entwürfe, was gerade für den Studierenden von Wert ist, da er nur durch ein fertig dargestelltes Bauwerk eine gute Übersicht bekommt. Die jedem Kapitel beigegebenen zahlenmäßig durchgerechneten Beispiele erleichtern die Anwendung der abgeleiteten Formeln. Zum Schluß soll noch auf die Tabellen für Wassermengen-Berechnungen, Rohrberechnungen usw. und ferner auf die verwaltungstechnischen Angaben hingewiesen werden, die das vorliegende Werk auch für den in der Praxis stehenden Techniker wertvoll erscheinen lassen.

Dr.-Ing. K. Lüders.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Teil IV. Band 2. Die Baumaschinen. III. Kap., Gesteinsbohrmaschinen, von Baurat Ing. Otto Schueller; IV. Kap., Elektrische Gesteinsbohrmaschinen, von Prof. Dr. W. Philippi, herausgegeben von Prof. H. Weihe, Technische Hochschule, Berlin. 3. Aufl. 303 S. mit 299 Abb. Leipzig 1925. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geh. 16 R.-M., geb. 19 R.-M.

In vollständig neuer Bearbeitung gegenüber der früheren Auflage sind diese beiden Kapitel des Handbuches der Ingenieurwissenschaften in der neuen Auflage erschienen. Es ist dabei eine neue Art der Einteilung zugunsten des elektrischen Antriebes eingeführt worden. Während die übrigen Antriebsarten, nämlich diejenigen mit Druckwasser und Preßluft, von denen besonders die letztere weitaus am meisten beim Gesteinsbohren Anwendung findet, in dem Kap. III sowohl für Stoßbohren, Schlagbohren und Drehbohren behandelt werden, sind die elektrischen Bohrmaschinen in einem besonderen, im Verhältnis zu den anderen sehr kurzen Kapitel (IV mit nur 20 S.) zusammengefaßt.

In dem Kap. III werden zunächst, nach einer kurzen Besprechung des Handbohrens, das Bohren mit Maschinen und deren verschiedene Antriebsmöglichkeiten, nämlich Druckwasser, Elektrizität, Preßluft allgemein, und darauf ausführlich die Stoßbohrmaschinen besprochen mit den dafür erforderlichen Hilfs- und Befestigungsmitteln (83 S.), ferner auf 44 S. die heute so wichtigen, weil wegen ihrer Handlichkeit am meisten verbreiteten Bohrhämmer. Leider sind die erst in letzter Zeit unter dem Namen „Hochleistungsbohrhämmer" von verschiedenen Firmen auf den Markt gebrachten Modelle darin noch nicht oder nur andeutungsweise behandelt. Die Besprechung der Gesamtanordnung von Preßlufteinrichtungen auf der Baustelle sowie der Gesichtspunkte für Erhaltung der Leistungsfähigkeit der Bohrhämmer wäre zu begrüßen gewesen.

Weiter werden dann auf 55 S. die Preßwasser-Drehbohrmaschinen und schließlich auf 30 S. die Handbohrmaschinen besprochen.

Das am Schlusse dieses Kap. III gegebene umfangreiche Schrifttumverzeichnis (14 S.), ein Verzeichnis der auf die besprochenen Maschinen erteilten deutschen Patente, sowie eine Zusammenstellung von Ergebnissen maschinell betriebener Stollenbohrungen (die freilich neuere Erfahrungen nicht berücksichtigt) und schließlich eine vergleichende Zusammenstellung von Größen- und Leistungsverhältnissen von Bohrmaschinen und -hämmern werden dem Lernenden und Forschenden wertvoll sein.

In dem kurzen Kap. IV über elektrische Gesteinsbohrmaschinen werden die bekanntesten elektrischen Stoß- (diese auch mit einigen Leistungsangaben) und Drehbohrmaschinen besprochen, von letzteren jedoch nur diejenigen für leichtes Gestein und mit geringer Leistungsfähigkeit. Die Bestrebungen, elektrisch angetriebene Drehbohrmaschinen auch für festes Gestein zu konstruieren, und die Versuche damit (beispielsweise die Bauart Bornet) sind unerwähnt geblieben.

Abbildungen und sonstige Ausstattung des Buches sind gut.

Das Buch wird demjenigen, der sich über Gesteinsbohrmaschinen unterrichten will, als Ergänzung zu dem 5. Bd. des 1. Teiles des Handbuches der Ingenieurwissenschaften, Tunnelbau, willkommen sein.

Dr. Randzio.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Teil IV. Band 2. Die Baumaschinen. V. Kap., Schräm- und Schlitzmaschinen, Tunnelbohr- und Treibmaschinen. Von Baurat Ing. Otto Schueller, herausgegeben von Prof. H. Weihe, Technische Hochschule Berlin. 3. Aufl. 102 S. mit 116 Abb. Leipzig 1925. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geh. 6 R.-M., geb. 9 R.-M.

Im ersten Teil werden auf 40 S. die Schrämmaschinen behandelt, die zur Herstellung von Schlitzen im Gestein dienen für Lösung von größeren Blöcken, wie sie also namentlich im Bergbau nötig ist. Die knappe Darstellung ermöglicht dem Suchenden, sich rasch über die einzelnen Systeme zu unterrichten, nämlich Abbauhämmer und eigentliche Schrämmaschinen mit hauendem, stoßendem, schneidendem und drehend bohrendem Werkzeug.

Der zweite Teil behandelt die sehr bemerkenswerten, aber selten zur Anwendung gekommenen Tunnelbohr- und Treibmaschinen, d. h. solche Maschinen, die den ganzen Querschnitt eines Tunnels oder Stollens gleichzeitig durch drehende oder schabende Bewegung (ohne Bohr- und Sprengarbeit) lösen, die Ausbruchmassen hinter sich schaffen und damit den Vortrieb bewirken. Sie haben deshalb große Ausmaße, einen großen Energiebedarf und daher und wegen ihrer Sperrigkeit trotz gelegentlich erzielter guter Vortriebserfolge vorläufig wenig Aussicht, die bisher üblichen Vortriebsverfahren zu verdrängen. Es ist aber als verdienstvoll zu begrüßen, daß diese Maschinen, über die bisher nur in einzelnen Aufsätzen etwas zu finden war, nunmehr zusammengefaßt hier behandelt sind. Nicht besprochen sind die Systeme Jackson und Sigafors, ebenso nicht die im Weltkriege versuchte Maschine der Siemens-Schuckert-Werke und die von Price, die neuerdings mit Erfolg beim Bau der Londoner Untergrundbahn angewendet wird.

Ferner ist auch der Schildvortrieb hier (auf 33 S.) zu diesen Tunneltreibmaschinen gerechnet und in diesem Abschnitt besprochen worden, obgleich er, streng genommen, nicht als Maschine, sondern als Bauteil und der Schildvortrieb als Bauweise, als Tunnelbauverfahren anzusprechen ist, das übrigens in dem 5. Bd. „Tunnelbau" des Handbuches 4. Aufl. schon ausführlich auf rd. 50 S. behandelt worden ist; nur die Maschinen, die in Verbindung mit dem Schildvortrieb für den Aushub des Bodens vorgeschlagen, erprobt oder gelegentlich angewendet worden sind, gehörten hierher. Anderseits sind auch die Vortriebsverfahren mit Schild hier nicht vollständig behandelt (das Hallingersche Verfahren z. B. gar nicht erwähnt); auch fehlen in dem am Schluß angeführten Schriftwesen bekannte und grundlegende Werke und Abhandlungen über den Schildvortrieb.

Trotzdem aber muß dem vom Verfasser im Vorwort ausgesprochenen Satze beigepflichtet werden, daß die Besprechung aller dieser Systeme bei dem jetzt „in Schwung gekommenen Bau von Kraftwasserstollen und dem nach wirtschaftlicher Erholung einsetzenden Bau von Untergrundtunneln befruchtend wirken und zur Erprobung neuer" und vielleicht brauchbarerer Maschinen führen kann als der bis jetzt ersonnenen. Es kann daher das gut ausgestattete Werkchen dem empfohlen werden, der einen Überblick über die genannten Baumaschinen gewinnen will.

Dr. Randzio.

Über Querprofile von Binnenschiffahrtkanälen. Von Dr.-Ing. Paul Schmiess. VI u. 57 S. in 8° mit 51 Textabb. u. 4 Tabellen. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Geh. 5,10 R.-M.

Der Verfasser behandelt die Frage der Gestaltung der Querprofile von Binnenschiffahrtkanälen in drei Abschnitten.

Der erste enthält: „Die Gesichtspunkte der Profilausbildung im Anschluß an die Versuche". Bei der Zusammenstellung der bekannten Versuche werden die Arbeiten Kreys vermißt, ferner überraschen die gezogenen Schlußfolgerungen in ihrer Hervorhebung des Trapezprofils gegenüber dem Muldenprofil durch die etwas gewaltsame und nicht ausreichend begründete Art, mit der das Trapezprofil als das beste hingestellt wird. Eine stärkere Beherrschung der theoretischen Seite dieser Frage und ein objektiveres Abwägen des Für und Wider hätte den Verfasser zu anderen Schlußfolgerungen führen müssen, die weniger von den heute allgemein gültigen Anschauungen hervorragender Fachgenossen abweichen.

Im zweiten Abschnitt: „Die Anforderungen des Betriebes an die Profile" tritt der Verfasser für eine Vergrößerung der „nutzbaren Breite", d. h. der Breite des Kanalquerschnitts in Höhe des Schiffsbodens, besonders im Hinblick auf die beim Begegnen entstehenden Schwierigkeiten ein. Er setzt hierbei voraus, daß die sich begegnenden Schiffe ihre Geschwindigkeit erheblich vermindern, und betont den dadurch für ihre Reisen entstehenden Zeitverlust. Für diese Geschwindigkeitsverringerung liegen keine zwingenden Gründe vor, sie ist auch nachteilig, da sie die Steuerfähigkeit der Kähne herabsetzt.

Die im dritten Abschnitt: „Die jetzigen Profile der Praxis (des Hannover-Elbe-Kanals) und ihre Ausführung" bringen zahlreiche interessante Mitteilungen über Ausführung und Abänderungen ursprünglich festgesetzter Querschnitte auf Grund der an Ort und Stelle angetroffenen Bodenarten und sind in mannigfacher Hinsicht recht lehrreich; sie vermögen aber ebensowenig wie die vorigen Abschnitte das Aufgeben des Muldenprofils zugunsten des Trapezprofils zu begründen.

Im großen und ganzen ist die Arbeit ein erfreulicher Beweis dafür, daß der Verfasser mit offenen Augen von den ihm zugänglichen Bauvorgängen Kenntnis genommen und sich in dankenswerter Weise bemüht hat, sie seinen Fachgenossen zu übermitteln. Etwas mehr Objektivität und begründetere Kritik wäre allerdings am Platze gewesen. Auch würde eine flüssigere Darstellung des sonst gut ausgestatteten Buches das Lesen erleichtern; so ist z. B. auf S. 51 der dritte Satz von oben: „Leider sieht . . . . . verhindert hat." nur schwer verständlich. Immerhin ist das Buch ein wertvoller Beitrag zu der Frage der Gestaltung von Kanalprofilen, dessen Durchsicht den Fachgenossen manche Anregung bringen wird.

F. W. Otto Schulze.

Die Beweglichkeit bindiger und nicht bindiger Materialien. Von Prof. V. Pollack. 131 S. mit 17 Textabb. Halle an der Saale 1925. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis geh. 9,80 R.-M.

Der Verfasser behandelt vom geologischen Standpunkte aus die Eigenart der Böden, die zum Fließen und Rutschen neigen, das sind Tone, tonige, lehmige und feinsandige Böden. Bei der Untersuchung der Ursachen der Bewegung lehnt er sich eng an Terzaghi (Erdbaumechanik) und Atterberg (Plastizität der Tone) an und übernimmt deren Unterscheidungsmerkmale, unter anderem die Porenziffer, die Konsistenzgrenze nach dem Wassergehalt (Schrumpf, Ausroll-, Fließgrenze, Plastizitätszahl), die verschiedenen Strukturarten (Einzelkorn-, Waben- und Flockenstruktur) und die Einteilung nach der Korngröße und Kornform (Sand, Mo, Schluff, Kolloidschlamm, Ultraton). Die Einführung einwandfreier scharfer Untersuchungsmethoden der physikalischen Eigenschaften der Böden in gleicher Weise wie in die Wissenschaft des Erdbaues, so auch in die Geologie ist ohne Frage wertvoll und erfolgversprechend. In dem vorliegenden Buche vermißt man zum Teil eine vorhergehende klare Begriffsbestimmung der später häufiger verwendeten Unterscheidungsmerkmale und die einheitliche begründende Behandlung der verschiedenen Wirkungsweisen vor Eingehen auf die verschiedenen Bodenarten. Im übrigen wird das Buch dem Geologen viele wertvolle Anregungen für seine Untersuchungen geben. Bei eingehenderen Studien wird man dann zweckmäßig auf die grundlegenden Bücher von Terzaghi und Atterberg zurückgreifen. Ky.

Wolken und Niederschläge. Von Dr. C. Kaßner. Sammlung „Wissenschaft und Bildung", Bd. 68. Leipzig 1926. Verlag von Quelle & Meyer. Preis 1,80 R.-M.

Das in 2. Auflage vorliegende Werkchen bespricht in allgemein verständlicher Form nahezu alle Fragen der neuzeitlichen wissenschaftlichen Lehre von den Wolken und Niederschlägen. Es schildert an Hand zahlreicher gut ausgewählter Abbildungen, Karten und Tabellen den Teil des Kreislaufs des Wassers, der sich oberhalb der Erdoberfläche abspielt.

Das inhaltreiche, fesselnd geschriebene Bändchen dürfte allen denen, die sich auf diesem Gebiete der Meteorologie ohne großen Zeitaufwand unterrichten wollen, sehr willkommen sein. Erwünscht wäre vielleicht noch eine etwas größere Wiedergabe der Karte Fig. 50. Sehr angenehm berührt die Vermeidung aller entbehrlichen Fremdwörter. Otto.

Die Statik des ebenen Tragwerks. Von Prof. Grüning. 706 S. mit 434 Abb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 45 R.-M.

Das Werk, das aus der Lehrtätigkeit des Verfassers an der Technischen Hochschule Hannover hervorgegangen ist, behandelt die Statik des elastischen Fach- und Stabwerks. Die analytischen Verfahren treten dabei ganz in den Vordergrund und weisen auf die Vorliebe des Verfassers für mathematische Deduktionen hin. Das prägt sich besonders auch in dem letzten Abschnitt des Buches aus, der betitelt ist „Funktionale Darstellung statischer Größen durch Lösung von Differenzengleichungen". Damit setzt der Verfasser seine früheren Veröffentlichungen über die Anwendung von Differenzengleichungen in der Statik hochgradig statisch unbestimmter Systeme fort. Dieser Teil, der viele eigene und neue Untersuchungen enthält, behandelt u. a. den Balken auf starren und elastischen Stützen, den Balkenrost, die Längsträger der Balkenbrücken und schließlich das Knickproblem.

In den vorhergehenden Abschnitten werden die statisch bestimmten und unbestimmten Aufgaben der Statik besprochen, wobei der Verfasser das Prinzip der virtuellen Verrückungen zum Ausgangspunkt aller Überlegungen macht. Die grundlegende Bedeutung, die diesem Verfahren in der Statik zukommt, wird dadurch gebührend unterstrichen, wie auch durch den Umstand, daß die Sätze von Castigliano zwar hergeleitet, aber nicht verwendet werden. Die Begründung des Prinzips der virtuellen Verrückungen geschieht in allgemeinster Form, wobei besonders die ausführlichen Quellenangaben hervorzuheben sind.

Wenn auch die sich anschließenden Abschnitte im wesentlichen zu bekannten Ergebnissen führen, so muß doch hervorgehoben werden, daß die Art der Behandlung statischer Aufgaben, die der Verfasser bietet, nichts vom Schematischen an sich trägt. Viele Aufgaben erscheinen so in neuem Gewande. Der Weg, der zur Lösung eingeschlagen wird, ist reizvoll und bietet interessante Ausblicke.

Hervorzuheben ist noch die Berechnung der Stockwerkrahmen, die sich an die von Müller-Breslau gegebene anlehnt. Das von diesem angegebene Verfahren für den zweistieligen Rahmen wird erweitert für den drei- und vierstieligen.

So ist ein Werk entstanden, das von hoher Warte die statischen Probleme in Angriff nimmt, ein Werk, das dem gereiften Leser viel Anregung und Belehrung bietet, die er zwar nicht an der Oberfläche, wohl aber in den Tiefen des Werkes findet. Dem weniger tief schürfenden Leser wird der mathematisch-abstrakte Charakter des Werkes mitunter nicht besonders dienlich sein. In einer Neuauflage könnten wohl auch solche Wünsche durch Einstreuung von mehr Zahlenbeispielen Berücksichtigung finden. Prof. Dr.-Ing. O. Birkenstock.

Niederschlag, Abfluß und Verdunstung des Weserquellgebiets. Von Karl Fischer. Berlin 1925. Verlag von Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Preis 6 R.-M.

Die vorliegende Schrift mit 4 Abbildungen und 5 Tafeln hat als besondere Mitteilung aus dem „Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands" amtlichen Charakter. Der Verfasser hat darin das umfangreiche Material an Messungen und Beobachtungen eines 20jährigen Zeitraumes 1896 bis 1915 in streng wissenschaftlicher Weise verarbeitet und ist zu Ergebnissen und Vergleichen gelangt, die allgemeinen Wert für die hydrographische und meteorologische Durchforschung von Niederschlagsgebieten besitzen. Eine besondere Bedeutung haben die Zahlen für alle im Wesergebiet zu behandelnden wasserwirtschaftlichen Fragen, sei es bei Talsperren, Wehr- und Wasserkraftanlagen im Quellgebiet, sei es bei der geplanten Kanalisierung des Weserstromes. Der erste Teil der Schrift behandelt das Weserquellgebiet als Ganzes, der zweite Teil bezieht sich auf das Werra-, Fulda- und Diemelgebiet im besonderen. Nach allgemeinen Erörterungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung werden die Niederschläge und Abflußmengen im Sommer, Winter und im ganzen Jahre zahlenmäßig ermittelt und tabellarisch zusammengestellt. Besonders anschaulich sind die beigegebenen Kärtchen des Quellgebietes mit den eingetragenen Kurven gleicher Niederschlagshöhe. Wer Anlaß hat, sich mit wasserbaulichen Arbeiten oder mit wasserwirtschaftlichen Fragen im Wesergebiete zu beschäftigen, wird die mit unglaublicher Mühewaltung verarbeiteten Beobachtungen als wissenschaftlich einwandfreie Grundlagen zu schätzen wissen. Ctg.

Über die Festigkeitsbedingungen. Ein Beitrag zur Lösung der Frage der zulässigen Anstrengung der Konstruktionsmaterialien. Von Prof. Dr.-Ing. G. D. Sandel. 72 Textseiten u. 34 Abb. Leipzig 1925. Verlag von Dr. Max Jänecke. Preis 4,65 R.-M.

Das vorliegende Büchlein enthält eine kritische Zusammenstellung der bestehenden Theorien der Festigkeitsbedingungen. Die Einteilung des Stoffes ist folgende: Spannungs- und Formänderungszustände; derzeitiger Stand unserer Erkenntnis bezüglich der Frage der zulässigen Anstrengung; Darstellung der Festigkeitsbedingungen als Grenzflächen; Kritik der Theorien der Festigkeitsbedingungen und Schlußfolgerung; Grundlagen der Festigkeitsbedingungen; zulässige Anstrengung als Funktion der Schiebung und der Volumenänderung; Abweichungen der Versuchswerte von der theoretischen Form der Grenzfläche und deren Ursachen. Besonders beachtenswert ist eine vom Verfasser neu aufgestellte Theorie der Festigkeitsbedingungen, die er als eine „erweiterte Schubtheorie" bezeichnet, und die physikalisch begründet wird. Das Buch wird allen Fachleuten, die sich mit den Fragen der Materialfestigkeiten eingehender zu beschäftigen haben, von Nutzen sein. Ausstattung des Büchleins und Deutlichkeit der in besonderen Tafeln beigefügten Abbildungen lassen nichts zu wünschen übrig. C. Kersten.

Zahlentafeln zur Bemessung der Schubbewehrung von einfachen und durchlaufenden Eisenbetonbalken mit einer einführenden Betrachtung über die Entwicklung der einschlägigen ministeriellen Vorschriften. Von Dr.-Ing. Luz David, Mag.-Baurat bei der Baupolizei Berlin, und Dipl.-Ing. H. Perl, Ingenieur der „Huta", Breslau. 60 S. mit 12 Abb. Berlin 1926. Verlag von Guido Hackebeil A.-G. Preis geh. 4,20 R.-M.

Die neuen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 bringen u. a. außerordentlich scharfe Vorschriften über die Schubsicherung bei Balken. Übersteigen die Schubspannungen in einem Balken den Wert 4 kg/cm², bei hochwertigem Zement 5,5 kg/cm², so sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides zusammen aufzunehmen. Die nächste Wirkung dieser überaus harten Vorschrift wird sein, daß nicht nur der im unerhört harten Wettbewerb stehende Unternehmer, sondern auch der gewissenhaft wirtschaftlich arbeitende Ingenieur bestrebt sein werden, durch Ausnutzung aller vorhandenen Möglichkeiten den durch die amtlichen Vorschriften bedingten Mehraufwand an Eisen einigermaßen auszugleichen. Man wird in erster Linie die Bügel, die man bisher bei Berechnung der Schubbewehrung in der Regel außer acht gelassen hatte, zur Aufnahme der Schubkräfte mit heranziehen. Auch die entlastende Wirkung der bei durchlaufenden Balken meist ohnehin vorhandenen Auflagerverstärkungen wird man berücksichtigen usw.

Die vorliegenden Tafeln bieten nun bei der Berechnung der Schubsicherung ein ausgezeichnetes Hilfsmttel.

Die Verfasser beginnen mit einer vergleichenden Übersicht über die Ergebnisse aus den amtlichen Bestimmungen von 1907, 1916 und 1925 und bringen dann in knapper, aber streng wissenschaftlich durchgeführter Bearbeitung die Ableitung der den Tafeln zugrunde liegenden Werte.

Die 18 Zahlentafeln geben für die verschiedensten Fälle die entsprechenden Größen: Tafel I für $Z = \frac{1}{\sqrt{2}} \tau b_0 \cdot 100$ für 100 cm Länge und verschiedene Stegbreiten; Tafel II für Z_b (Bügel) $= 2 \cdot m \frac{1}{\sqrt{2}} fe \cdot 1{,}2$ für verschiedene m (Anzahl der Bügel auf 100 cm Länge) und Bügelstärken von 5 bis 10 mm Durchm.; Tafel III für die durch die lotrechten Bügel aufnehmbaren Schubspannungen bei Balken- bezw. Stegbreiten von 20 bis 50 cm. Die Tafeln IV bis XV behandeln die Schubkraftwerte durchlaufender Balken über 2, 3 und 4 Felder und für die verschiedensten Stützweiten der einzelnen Felder. Die drei letzten Tafeln haben untergeordnete Bedeutung, werden aber doch in manchen Fällen gute Dienste leisten.

Die kleine Schrift läßt den klaren Blick des mit der Praxis in enger Berührung stehenden Fachmannes für die Erfordernisse des Unternehmers und Ingenieurs erkennen und kann daher warm empfohlen werden.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Entwerfen im Kranbau. Ein Handbuch für den Zeichentisch. Bearbeitet von Rudolf Krell, o. Prof. der Techn. Hochschule München. In 2 Bänden. 254 S. Text mit 1100 Abb., 99 Taf., vielen Beispielen, Tabellen und einer Beilage: Elektrische Kranausrüstungen. Bearbeitet von Obering. Chr. Ritz. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. in Leinen 32 R.-M.

In dem Werk ist eine langjährige Entwurfs- und Lehrerfahrung niedergelegt, und zwar in einer Form, die die gestaltende Tätigkeit des Krankonstrukteurs außerordentlich erleichtert und die Gestaltungsfähigkeit des Studierenden rasch zur Reife bringt. Das Werk — vom Verfasser als Hilfsbuch gedacht — behandelt in vorbildlicher Weise je im Zusammenhang die gleichartigen Elemente des Kranbaues und geht dabei teilweise neuartige Wege. Für die Entwurfsarbeit sehr förderlich sind die übersichtlichen Schaubilder, an denen alle Ablesungen mit einer praktisch genügenden Genauigkeit ausgeführt werden können. Mit besonderer Sorgfalt sind die auch für den Bauingenieur wichtigen Kapitel: Laufräder und Schienen, Standfestigkeit und Stützdrücke von Kranen behandelt. An Hand von 44 Beispielen wird die Anwendung des im Textteil und in den Tafeln Gebotenen gezeigt. Der elektrische Teil der Krane ist in einem Anhang von Obering. Chr. Ritz behandelt. Sehr zu begrüßen wäre eine Ergänzung des Werks durch eine eingehendere Behandlung der Krangerüstbauten. Maier-Leibnitz.

Industriebauten. Bearbeitet von Max Wesslau, Regierungsbaumeister. Leipzig 1924. Verlag von Max Jänecke. Preis 3 R.-M.

Das Bändchen bildet einen Teil des Betriebstaschenbuches von Horstmann-Laudien. Es kann auf 144 Seiten den Stoff des Industriebaues natürlich nicht erschöpfen. Auf den ersten 17 Seiten wird eine Übersicht über industrielle Gesamtanlagen und Einzelbauten gegeben. Ein weiterer Teil vermittelt in der Hauptsache elementare Kenntnisse aus der Baustoff- und Baukonstruktionslehre, wobei auch kurz auf die Eisen-, Eisenbeton- und Holzbauweise eingegangen wird. Zum Schluß wird das Wichtigste über die Arbeiten vor Baubeginn (Entwurf, Vergebung), über Kostenanschläge, Preisermittlungen und Gebäudewerte mitgeteilt. Der eigentliche Industriebau kommt, wie schon diese Inhaltsübersicht zeigt, zu kurz. Auf wenigen Seiten könnte man an Hand schematischer Abbildungen die Querschnittausbildung von Einzelbauten in ihrer Abhängigkeit von den Betriebsforderungen darstellen. An dem übrigen Teil dagegen könnte ohne Bedenken manches — z. B. die Einzelpreisermittlungen — weggelassen werden. Im übrigen erfüllt das Buch seinen Zweck, Betriebsingenieuren eine erste Orientierung über das zu geben, was bei einem Neubau zu beachten ist. Maier-Leibnitz.

Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens. Von Dr.-Ing. und Dr. rer. pol. Karl Haller. 213 S. Berlin 1926. Selbstverlag der Studiengesellschaft. Preis 5 R.-M.

Der Verfasser hat die amerikanischen Straßenbauverhältnisse nicht aus eigener Anschauung kennengelernt, sondern nur eine Darstellung aus dem amerikanischen Schrifttum und ihm zugegangenen Ausschreibungsbedingungen gegeben. Das ist immer eine gefährliche Sache. Als brauchbarster Teil der Schrift kann der Abschnitt I angesehen werden, in dem die Verbesserung der Straßen vom Standpunkte der Gesamtwirtschaft behandelt wird. Der Abschnitt Betonstraßen bringt kaum etwas, was nicht schon von früheren Veröffentlichungen her bekannt ist. Bei der Angabe von Druckfestigkeitsergebnissen muß darauf hingewiesen werden, daß sie nicht an Würfeln, sondern an Zylinderformen, deren Höhe doppelt so groß ist als der Durchmesser, vorgenommen werden. Auch diese Schrift muß zugeben, daß über Ausbildung der wichtigsten Teile der Betonstraßen, z. B. Fugenanordnung und Lage der Bewehrungseisen u. a. m., noch große Meinungsverschiedenheiten bei den Straßenbauingenieuren in den Staaten herrschen. Bei den Bitumenstraßen ist zu bemängeln, daß die deutschen Bezeichnungen für die verschiedenen Asphaltbauweisen noch nicht zur Anwendung gekommen sind, obwohl sie bei Herausgabe der Schrift der Schriftleitung der Studiengesellschaft bekannt gewesen sind. Es geht in dieser Schrift wieder der überlebte Ausdruck „Walzasphalt" in die Welt, für den schon längst die Bezeichnung „Sandasphalt" angenommen worden ist. Bezüglich der Güte der zu den Asphaltstraßen zugelassenen Zuschläge macht der Verfasser Angaben, die erkennen lassen, daß ihm die amerikanischen Prüfungsverfahren und Bewertungsgrundsätze für Gesteine nicht bekannt sind. Er gibt zwar die von der A. S. T. M. festgesetzten Kennziffern der Verfahren an, führt aber die für die Gesteine in den Ausschreibungsbedingungen vorgeschriebenen Eigenschaften in Prozentzahlen an, während es sich um Güteziffern handelt. Da diese Verfahren schon mehrfach im deutschen Schrifttum behandelt sind, hätte dieser Irrtum nicht vorkommen dürfen. Auf S. 190 wird die im Staate North Carolina verwendete Asphaltstraße, die im Gegensatz zu der mit „Sheetasphalt" sonst bezeichneten Deckenart mit „Sandasphalt" benannt wird, behandelt. Es ist das, wie schon aus dem Namen hervorgeht, eine Sonderausführung des Staates N. C. und aus der Not geboren. Sie wird dort angewendet, wo es völlig an Gestein fehlt, dafür aber Kies und Sand vorhanden sind. Es wird hierbei der Unterbau aus einer Art Asphaltkiesbeton hergestellt, worauf eine Sandasphaltdecke gelegt wird. Die in der Schrift gezogene Schlußfolgerung, daß sie sich zur Aufnahme eines unbegrenzten Verkehrs mit Personenwagen und mit Luftreifen ausgestatteten Lastwagen eigne, muß etwas eingeschränkt werden. Denn bisher ist nach den mir im Staate N. C. gegebenen Verkehrsziffern der Verkehr auf diesen Straßen sehr gering gewesen, und auch die uns gewordenen Angaben besagten, daß die Decke nur für leichten Verkehr geeignet erscheint. Auf S. 198 und 199 wird das spezifische Gewicht in % angegeben, obwohl es sich überhaupt um Raumgewichte handelt. Es fehlen die Vorschriften der Städte über Asphaltausführungen, was deshalb als nachteilig angesehen werden muß, weil gerade die Städte auf diesem Gebiete die größte Erfahrung haben. Über die Ausführung der verschiedenen Asphaltdecken hat die Asphalt Association in New York Leitsätze herausgegeben, die schon seit Jahresfrist der Studiengesellschaft bekannt sind. Es wäre vielleicht zweckmäßig gewesen, sie in dieser Übersicht zu bringen. Der Verfasser Dr. Haller gibt im Vorwort zu seiner Schrift an, daß er auf eine kritische Auswertung des Stoffes verzichtet und auch keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt. Das muß aber der Schrift zum Nachteil angerechnet werden. Denn der deutsche Straßenbauingenieur wird mit der Fülle der ihm gebotenen Auslandverfahren nichts anfangen können, wenn sie nicht von fachmännischer Seite gleich kritisch beleuchtet werden. Die bloße Wiedergabe des Wortlautes der Ausschreibungsbedingungen nützt ihm nicht viel, zumal man den Eindruck hat, daß vieles in ihnen nur auf dem Papier steht. Der Wert der mit großer Mühe zusammengetragenen Schrift besteht in der Zusammenfassung von Stoff, der bisher reichlich zerstreut war. Prof. Dr. Neumann.

Die technische Mechanik. Band II: Festigkeitslehre. Ein kurzes Handbuch mit zahlreichen durchgerechneten Aufgaben und Beispielen. Von M. Samter, Regierungsbaumeister a. D. 166 S. u. 226 Abb. Charlottenburg 1925. Verlag von Robert Kiepert. Preis geh. 6,20, geb. 7,50 R.-M.

Das Buch bringt in übersichtlicher Form alles Wissenswerte aus dem Gebiete der Festigkeitslehre. Der Inhalt gliedert sich in folgende Abschnitte: Zug- und Druckfestigkeit sowie Biegungsfestigkeit gerader stabförmiger Körper, Beanspruchung gerader stabförmiger Körper durch Schubspannungen, Drehungsfestigkeit und Knickfestigkeit solcher Körper. Weitere Erörterungen betreffen die zusammengesetzten Festigkeiten, die Theorie der Trägheitsmomente, die Formänderungsarbeit, die Beanspruchung ebener Platten, die über den ganzen Umfang unterstützt sind, u. a. Das Buch erscheint für den gedachten Zweck durchaus geeignet; namentlich der Maschinenbauer wird das Buch mit gutem Nutzen verwenden können. Mehr als 100 gut gewählte Beispiele bringen den Leser in die Lage, die manchmal etwas knapp gehaltenen theoretischen Erörterungen in praktische Nutzanwendung umzuwerten. Da verschiedentlich auch die Theorie des Eisenbetons mit behandelt ist, erscheint es vielleicht angebracht, bei einer Neuauflage die Betrachtungen über das Clapeyronsche Berechnungsverfahren und über die allseitig aufliegenden Platten noch ein wenig zu erweitern. Die Theorie ist in streng wissenschaftlicher Form gegeben und verlangt vom Leser die Kenntnis der höheren Mathematik. Es ist zu erwarten, daß das Buch in den Fachkreisen eine gute Aufnahme finden wird. C. Kersten.

Die Formänderungen gekrümmter Stäbe bei Längs- und Querbelastung. Von H. Zimmermann. Heft I/1926 der Sitzungsberichte der Preußischen Akademie der Wissenschaften. Verlag der Akademie der Wissenschaften. In Kommission bei Walter de Gruyter & Co. Preis 2 R.-M.

Die Zahl der außer den Hauptspannungen auf die Glieder eines Fachwerks einwirkenden Nebenkräfte ist so groß und ihr Zusammenspiel so verwickelt, daß die Theorie sie nur unter mancherlei der Nachprüfung bedürftigen Voraussetzungen erfassen kann. Versuche an Einzelstäben reichen hierzu nicht aus, weil gerade die gegenseitige Beeinflussung der Glieder im Bau in Frage steht. Aus diesem Grunde beabsichtigt die Reichsbahn, den Gleichgewichtszustand unter Druck stehender Stäbe bei verschiedenen Arten der Lagerung mit Hilfe von Querbelastungsversuchen an bestehenden Brücken zu erforschen. In dieser Hinsicht können die geplanten Versuche zu einer wesentlichen Stütze für die Theorie der Knickfestigkeit der Stabverbindungen[1]) werden.

Zur Auswertung solcher Versuche liegen zunächst die Formeln von H. Kayser vor, die ausreichen, wenn es sich darum handelt, Zahlen für bestimmte Bauwerke zu sammeln. Die Wünsche müssen indessen weitergehen: In erster Linie sollen die in der Theorie auftretenden Erfahrungswerte durch Versuche ermittelt werden, um die in einzelnen Fällen gewonnenen Erfahrungen allgemein nutzbar zu machen. Nach dieser Richtung waren die Kayserschen Näherungsformeln ergänzungsbedürftig; auch haftete ihnen der Mangel des für den Techniker wichtigen Einblicks in die Einzelheiten der inneren Vorgänge an. Diese Erwägungen haben H. Zimmermann zur Anstellung der vorliegenden Untersuchung veranlaßt. Durch sie ist die Theorie des auf Druck in seiner Längsrichtung beanspruchten und zugleich in seiner Querrichtung eine Einzellast tragenden Stabes unter Berücksichtigung aller aus den Unvollkommenheiten der Ausführung entspringenden wesentlichen Nebenumstände ausgebaut und damit die sichere Grundlage für die vorzunehmenden Versuche und deren Auswertung geschaffen.

Die Untersuchung wird in aller Strenge durchgeführt für einen Stab von ursprünglicher Krümmung, der außerachsig längs- und an beliebiger Stelle querbelastet ist und dessen Enden elastisch eingespannt sind; also ganz allgemeingültig. Mit den Schlußformeln können die Spannziffern m der Stabenden wie auch der Krümmungspfeil der Anfangsform des Stabes aus den vorzunehmenden Messungen unmittelbar bestimmt werden.

Wie üblich, ist nur der maßgebende Einfluß der Biegungsmomente auf die Formänderung in Rechnung gestellt, der Einfluß der Querkräfte wegen seiner untergeordneten Bedeutung vernachlässigt. Dies ist zulässig; nur in einzelnen Fällen wird eine Nachprüfung der Größe dieses Einflusses zweckmäßig sein. E. Elwitz.

Grundlagen zur Berechnung statisch bestimmter ebener Fachwerke bei ruhender und bei beweglicher Belastung. Von Studienrat Dipl.-Ing. Carl Ritter. 38 S. mit 49 Abb. Leipzig 1926. Verlag von Dr. Max Jänecke. Preis 2,30 R.-M.

Es handelt sich in dem vorliegenden Falle um ein für Schulzwecke bestimmtes Lehrbüchlein, in der Hauptsache für den Unterrichtsbetrieb an Maschinenbauschulen bestimmt. Den Allgemeinbesprechungen bezüglich der Ermittlung statisch bestimmter ebener Fachwerke bei ruhender Belastung folgen kurzgefaßte Betrachtungen über die Berechnung von Tragwerken bei beweglicher Belastung mit Hilfe von Einflußlinien. Den Abschluß bildet ein Beispiel für die Ermittlung der durch die wandernde Last verursachten Stabkräfte eines Fachwerk-Kranträgers. Die Abbildungen sind in großem Maßstabe wiedergegeben und in einer für das Studium des Textes recht geeigneten Art angeheftet. Das Büchlein selbst bietet nichts Neues für den Fachmann; es könnte wohl bei einer Neuauflage im ersten Teil verschiedene Ergänzungen erfahren, soll aber auch schon in der vorliegenden Gestaltung nicht nur für den Unterrichtsbetrieb, sondern auch für diejenigen Maschineningenieure empfohlen werden, denen die rechte Übung in der Berechnung von Fachwerken fehlt. Die Ausstattung des Büchleins verdient besondere Anerkennung.
C. Kersten.

Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandausgleichs auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkranen. Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsbaurat bei der Baupolizei Berlin. 42 S. mit Textabb. u. 1 Tafel. Berlin 1926. Verlag von Guido Hackebeil A.-G. Preis geh. 3 R.-M.

Wenn über irgend ein Grenzgebiet zwischen Maschinenbau und Bauingenieurwesen eine Veröffentlichung erscheint, so darf man sie wohl stets begrüßen, weil die Erkenntnisse aus solchen Grenzgebieten naturgemäß schwer zu gewinnen sind.

Die vorliegende Schrift wendet sich an den Konstrukteur von Brückenkranen und weist insbesondere auf die Bedeutung des Fahrwiderstandausgleichs bei nicht gekuppelten Brückenfüßen hin, eine Untersuchung, die hier statisch zum erstenmal angestellt ist. Bemerkenswert ist ferner auch, daß an einem Beispiel gezeigt ist, wie groß die Massenkräfte nebst Beanspruchungen infolge von Eigenlast, Nutzlast und Wind sind, und wie sich die Berücksichtigung des Fahrwiderstandausgleichs (Voreilen der weniger belasteten Brückenstütze) auch in wirtschaftlicher Hinsicht verhält.

Die Schrift kann Statikern und Konstrukteuren, die sich mit Brückenkranen befassen, gut empfohlen werden.

Die im Nachwort gegebenen Vereinheitlichungsvorschläge dürften bei den in Frage kommenden Eisenbauanstalten warmen Widerhall finden.
Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

[1]) Vgl. H. Zimmermann „Knickfestigkeit der Stabverbindungen".

Die geschichtliche und technische Entwicklung des Straßenwesens in Baden 1810 bis 1920. Von Dr.-Ing. Heinrich Cassinone, Oberbaurat i. R. 154 S. u. 12 Karten. Selbstverlag des Verfassers (Karlsruhe i. B.). Preis 8,80 R.-M.

In der heutigen Zeit der schnellen Verkehrssteigerung, die eine völlige Umgestaltung der Straßen bedingt und sie wieder zu neuer Bedeutung emporführt, ist es doppelt zu begrüßen, wenn ein hervorragender Techniker und erfahrener Verwaltungsbeamter rückschauend die Entwicklung des Straßenwesens eines Landes schildert, das auf diesem Gebiete von jeher vorbildlich gewesen ist. Auf 107 Seiten behandelt der Verfasser den Stoff, und zwar zuerst nach einer geschichtlichen Einleitung die Straßenbaupflicht (Straßenordnungen, Straßenfrohnden, Verzeichnisse der Staats- und Kreisstraßen, Gemeindewege, Pflastergeld) und geht dann im II. Abschnitt zum eigentlichen Straßenbau über (Vorschriften von 1810 bis 1870, Belastungsannahmen, Verkehrsmaße, Steigungen, Kostenanschläge, Vergebungsbedingungen). Ausführlich wird die Instandhaltung der Straßen an den Straßenmeisterordnungen besprochen, insbesondere der Übergang von der flickweisen Unterhaltung zum Decksystem und die neueren Bauweisen. Der Statistik, deren Bedeutung für eine sparsame Wirtschaftsführung in Baden schon 1850 erkannt worden ist, hat der Verfasser mit Recht einen breiten Raum gewidmet. Im III. Abschnitt über die Straßenbauverwaltung sind die straßenpolizeilichen Vorschriften zusammengefaßt (Straßenordnungen von 1810 bis 1882, Felgenbreite, Streuen, Reinigen, Anliegerbestimmungen, Leitungen usw.) und die Organisation der badischen Straßenbauverwaltung geschichtlich dargelegt. Dem Werk sind zahlreiche graphische Darstellungen über den Ausbau des Straßennetzes, die Verteilung der Verkehrswege, die Verkehrsbeobachtungen, den Schotterverbrauch, die Kosten für Landstraßen und Gemeindewege und Tabellen beigefügt.

Das Buch ist trotz des schwierig zu behandelnden Stoffes lebendig geschrieben und gleich wertvoll für Straßenbauingenieure wie für Verwaltungsbeamte. Es stellt nicht nur dem Verfasser, der bis vor kurzem an der Spitze der badischen Straßenbauverwaltung stand, sondern auch der badischen Regierung ein glänzendes Zeugnis aus, die als erste in Deutschland auf Grund ihrer hier niedergelegten Erfahrungen die Instandsetzung der Straßen mit Hilfe einer Anleihe energisch in Angriff genommen hat. Dr.-Ing. Speck.

Wasserstraßen-Jahrbuch 1925/26. Herausgegeben von Generaldirektor Dr. h. c. Ott und Regierungsrat Dr. Zeitler, in Verbindung mit dem Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt. 389 S. München. Verlag von Richard Pflaum. Preis geb. 10 R.-M.

Das Jahrbuch ist mit dem vorliegenden Jahrgange zum fünften Male vor die Öffentlichkeit getreten. Es hat diesmal nicht nur sämtliche deutschen Wasserstraßen, sondern auch die ausländische, insbesondere die österreichische, ungarische und russische Binnenschiffahrt in den Kreis seiner Erörterungen gezogen. Namentlich über die russische Binnenschiffahrt hat Prof. E. Blisniak, Moskau, einen fesselnden Aufsatz geschrieben, der den deutschen Fachgenossen sicherlich viel Neues bringt.

Der Wasserstraßenbau ist durch wertvolle Beiträge von Dantscher, Dr.-Ing. Ottmann, K. Spiess, Valentin, Meierle und L. Brandl vertreten. Es sei hier nur besonders hingewiesen auf den Aufsatz von K. Spiess, der das wichtige und schwierige Thema behandelt: „Der Oberrhein als Schiffahrtstraße und die Straßburger Beschlüsse der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt." Daneben haben Dr. Most, E. Schreiber und Dr. jur. Werneburg Angelegenheiten aus dem Gebiete der Verwaltung und der Organisation der Wasserstraßen und der Binnenschiffahrt besprochen. Die Binnenschiffahrt selbst bildet den Gegenstand zahlreicher Beiträge, von denen — außer dem bereits genannten von Blisniak — die Aufsätze von Dr. Arnecke, Dr. Schwoerbel, W. Beckert, Engel (Magdeburg), Trebitsch, Beschoren, Dr. Teubert und Ebner erwähnt sein mögen. Der Raum gestattet nicht, auf alle diese Abhandlungen im einzelnen einzugehen, der Sachkundige wird aber schon aus den Namen der Verfasser erkennen, daß hier viel reiches, wertvolles Material zur allgemeinen Kenntnis gebracht ist.

Am Schlusse des gut ausgestatteten Buches findet man die Satzungen des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt und dessen Mitgliederverzeichnis, das nicht weniger als 1070 Namen aufweist und damit einen erfreulichen Beweis für das lebhafte Interesse bildet, das der Binnenschiffahrt bei uns in Deutschland entgegengebracht wird. Ls.

Uhlands Ingenieur-Kalender 1926. 52. Jahrgang. Bearbeitet von F. Wilcke, Oberingenieur in Leipzig. I. Teil: Taschenbuch, 220 S.; II. Teil: Für den Konstruktionstisch, 470 S. Leipzig. Verlag von Alfred Kröner. In zwei Teilen (I. Teil Ganzleinen; II. Teil broschiert) oder in einem Bande Ganzleinen 4 R.-M.

Der „Uhland-Kalender" erfreut sich allgemeiner Beliebtheit nicht nur bei Maschineningenieuren, für die er in erster Linie bestimmt ist, sondern auch bei Bauingenieuren, sofern diese entwerfend tätig sind. Von Jahr zu Jahr wird dem Fortschritte der Technik durch Erweiterung des Inhalts Rechnung getragen. So sind auch in den vorliegenden 52. Jahrgang zahlreiche Tafeln, besonders DIN-Tafeln (Stahldraht, Gasrohre, Lager usw.), neu aufgenommen, ferner ist die Steigerung der Dampfspannungen und Überhitzungsgrade durch Vervollständigung der hierfür maßgebenden Tafeln berücksichtigt, schließlich ist ein Abschnitt über „Kraftwagenbau und Luftfahrt" neu eingeführt worden. Im übrigen bedarf ein Kalender, der bereits im 52. Jahrgange erscheint, keiner weiteren Empfehlung. Der Preis ist bei der Fülle des Inhalts (rd. 700 Textseiten) als äußerst gering zu bezeichnen. Zg.

Baustofflehre, Leitfaden für den Hochbau- und Tiefbau-Unterricht sowie zum Gebrauch in der bautechnischen Praxis. Von Prof. Dr. phil. H. Seipp. 140 S. 5. Aufl. Leipzig 1926. Verlag von H. A. Ludwig Degener. Preis 3,80 R.-M.

Das hauptsächlich durch seine Verwendung im Unterricht der Baugewerkschulen bekannte kurzgefaßte Werk von H. Seipp über Baustofflehre ist nunmehr in fünfter, verbesserter Auflage erschienen. Im allgemeinen ist die bewährte alte Form geblieben; größere Änderungen haben nur die Kapitel über Wassermörtel und Eisen erfahren, um die inzwischen in Kraft getretenen neuen Bestimmungen für Bauteile aus Eisenbeton und Beton sowie diejenigen für Eisenbauten mit zu berücksichtigen. Neu aufgenommen wurden Abschnitte über „Hochwertige Zemente" sowie über „Spritzbeton".

Die Abschnitte über „Anstrichstoffe" sowie über „Zerstörung von Holz und dessen Schutz gegen Fäulnis und Schwamm" sind erneut einer Durchsicht und teilweisen Umarbeitung unterzogen. Dr. B.

Eingegangene Bücher.

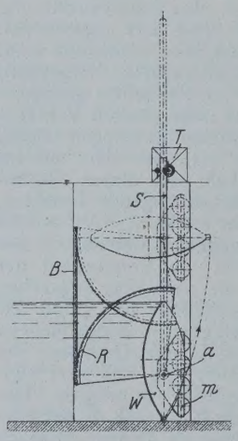
Winke für Betonwerkstein-Fabrikanten. Von K. Matthies. Berlin 1926. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. 38 S. mit 4 Abb.

Asphalt- und Teerstraßen (Bituminöse Straßenanlagen). Von B. J. Kerkhof. Übersetzt von E. Ilse. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. 2. Aufl. 72 S. mit 10 Abb. Preis geb. 7,50 R.-M.

Leitfaden für die Herstellung elektrischer Beleuchtungsanlagen mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnen. Von Oberbaurat a. D. H. Möllering, Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Leipzig 1926. Verlag von S. Hirzel. 91 S. mit 31 Abb. Preis geb. 5 R.-M.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Dreh- und hebbares Wehr (Kl. 84a, Nr. 424 929 vom 18. 5. 1922 von Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A.-G. in Dortmund). Die Drehachse *a* des fischbauchförmigen Wehrkörpers *W* ist in einem mittels Triebstange *S* und Triebwerks *T* heb- und senkbaren Wagen *m* gelagert und trägt Zahnkreisteile *R*, die in die an den Widerlagern verankerten Zahnstangen *B* eingreifen und beim Anheben oder Senken des Wehrkörpers mittels der Zugstange *S* abrollen und dadurch den Wehrkörper drehen. Der Wehrkörper stützt sich in der Schlußstellung unmittelbar gegen die Grundfläche des Wehrbodens ab und kann gedreht werden. An Stelle der Rollkreisbogen können auch Kettenräder verwendet werden, um die fest aufgehängte Ketten so geschlungen werden, daß sie beim Anheben oder Senken des Wehrkörpers auf- oder abrollen und so den Wehrkörper drehen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Paul Nagel, Vorstand des E. V. A. 2 Magdeburg, als Vorstand zum E. V. A. Köln, Dr. jur. Rasmus, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg, Dr. jur. Wick, Vorstand des E. V. A. Altena (Westf.), zur R. B. D. Elberfeld, Bernecker, Vorstand des E. V. A. Limburg (Lahn), als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Halle (Saale), von Hagen, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, als Vorstand zum E. V. A. Altena (Westf.), Keller, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum E. V. A. Emden, Karl Spangenberg, Vorstand des E. V. A. Emden, als Vorstand zum E. V. A. Gera, Heinzemann, bisher in Haiger, als Vorstand zur Eisenbahn-Bauabteilung Hersfeld, Gerteis, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Hersfeld, zur R. B. D. Frankfurt (Main), Wendland, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Schweidnitz, nach Beuthen O./S. als Leiter des dortigen Schmalspurbahnamts und Lay, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Elberfeld sowie der Reichsbahnassessor Kempf, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Königsberg (Pr.).

Übertragen: dem Reichsbahnrat Siegel bei der R. B. D. Magdeburg die Stellung des Vorstandes des E. V. A. 2 daselbst und dem Reichsbahnrat Dönges in Schneidemühl die Stellung des Werkdirektors bei dem dortigen E. A. W.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnamtmann Kampfrath beim Allgemeinen technischen Bureau der R. B. D. Dresden.

Gestorben: die Reichsbahnamtmänner Remus, Leiter des Personenbahnhofs Halle P, und Söllner beim Fahrdienstbureau der R. B. D. Dresden.

INHALT: Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 11. Juni 1926 Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser.

Von Strombaudirektor **L. Plate,** Bremen.

I. Die Fahrwasserverlegung in der Außenweser.

Seit dem Jahre 1895 hat bei allen Ausbauplänen der Außenweser von Bremerhaven nach See die Frage eine bedeutende Rolle gespielt, ob der Wurster Arm und das Dwarsgatt, wie sein seewärtiger Abschnitt genannt wird, als Hauptfahrwasser beizubehalten und auszubauen sei, oder ob statt dessen ein durch das Wremer Loch zum alten Fedderwarder Fahrwasser (jetzt Fedderwarder Priel und Hoheweg-Rinne genannt) abzweigender Nebenarm, der Fedderwarder Arm, zu wählen sei (vergl. Lageplan Abb. 1). Dieser Arm war am Ende des 18. Jahrhunderts als unbedeutende Stromspaltung im Wurster Arm entstanden und hatte sich besonders seit Mitte der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts, wo er als Nebenfahrwasser betonnt wurde, mehr und mehr entwickelt. Nachdem Oberbaudirektor Ludwig Franzius den Gedanken des Ausbaues des Fedderwarder Armes als erster im Jahre 1895 erwogen, aber wegen zu hoher Kosten verworfen hatte, war die Frage nicht mehr zur Ruhe gekommen. Die Ausbauarbeiten im Wurster Arm hatten bis zum Jahre 1913 die Weiterentwicklung des Fedderwarder Armes vielleicht abzuschwächen, aber nicht zurückzudämmen vermocht. Seit diesem Jahre wurde bei dem Ausbau der Außenweser hinsichtlich der Wahl des einen oder anderen Armes eine abwartende Haltung eingenommen, und die starke Beschränkung der Bauarbeiten während des Krieges ließ der natürlichen Entwicklung freieren Lauf als in den Vorjahren. Einer stetigen Zunahme des Fedderwarder Armes stand eine ständige Abnahme des Wurster Armes gegenüber. Im Jahre 1919 hatten beide Arme etwa gleiche Mächtigkeit, und von da an überflügelte der Fedderwarder Arm den Wurster Arm in einem derartigen Maße, daß die brennende Frage nach der Wahl des auszubauenden Armes durch die natürliche Fortentwicklung selbst zugunsten des Fedderwarder Armes entschieden wurde. Es hatte sich das alte Spiel wiederholt, daß ein neuer Arm eine alte mächtige Stromrinne verdrängt, wie einst vor etwa 130 Jahren der Wurster Arm das alte Fedderwarder Fahrwasser abgelöst hatte.

Beim Übergang der Wasserstraßen von den Ländern auf das Reich am 1. April 1921 waren die langjährigen Vorarbeiten für die Aufstellung eines neuen Ausbauplanes für die Außenweser abgeschlossen, und so konnte das Reich schon im ersten Jahre seiner Verwaltung die Entscheidung fällen, daß bei dem Ausbau der Außenweser auf 10 m Wassertiefe bei Tide-Niedrigwasser der Fedderwarder Arm als Hauptfahrwasser zu wählen sei. Es ist noch nicht an der Zeit, an dieser Stelle über diesen Ausbau und seine Erfolge zu sprechen, da die Arbeiten noch nicht abgeschlossen sind und auch das Ausbauziel noch nicht erreicht ist. Es mag nur mitgeteilt werden, daß die Arbeiten in einem günstigen Fortschritt begriffen sind. Die Umlegung des Fahrwassers auf einer Strecke von 19 km (rd. 10 Seemeilen) Länge konnte im Jahre 1922 in fünf Monaten ohne Störung der Schiffahrt stattfinden, und die Fahrwassertiefe, die im Wurster Arm in den letzten Jahren bei Niedrigwasser nur wenig mehr als 7 m betragen hatte, hat im Fedderwarder Arm an der ungünstigsten Stelle von 4,2 m im April 1922 bis zum Oktober 1925 auf 9 m bei mittlerem Springniedrigwasser gesteigert werden können.

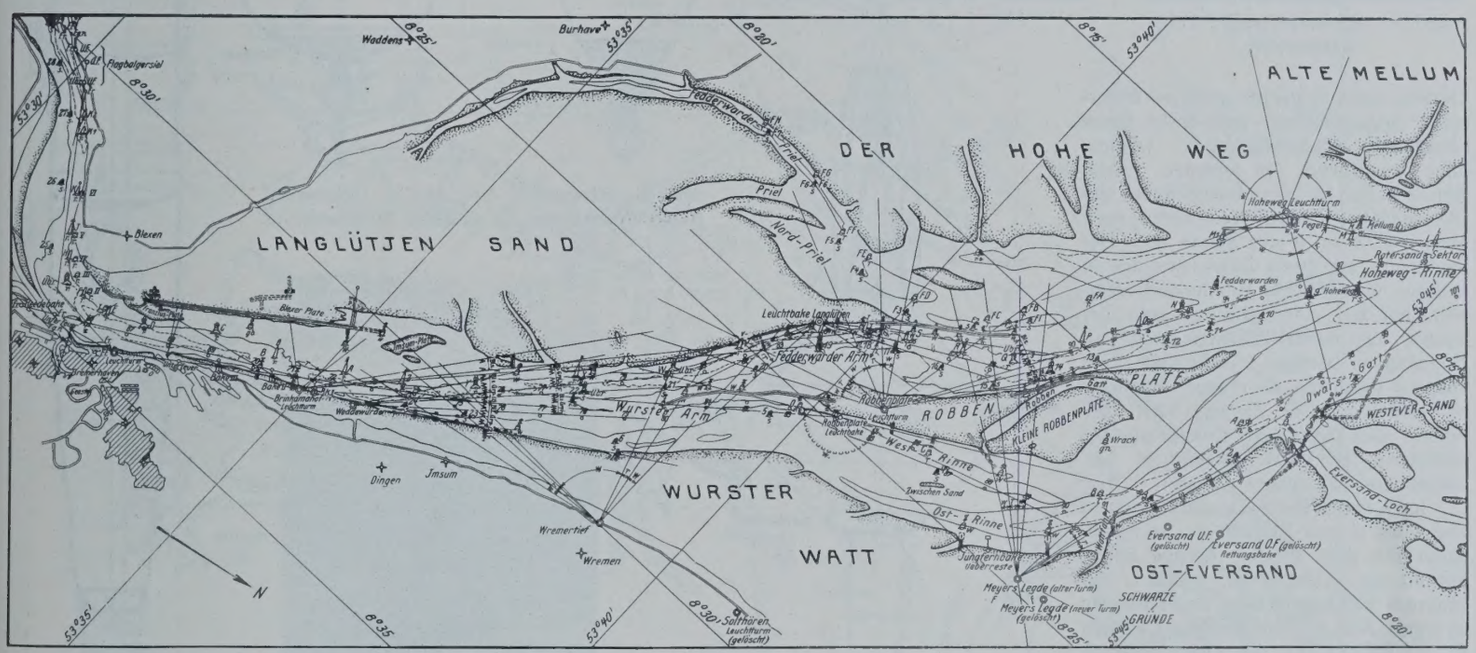


Abb. 1. Befeuerungskarte der Außenweser zwischen Bremerhaven und dem Hoheweg.

II. Die Umgestaltung der Fahrwasserbezeichnung.

Die Umlegung des Fahrwassers machte eine vollständige Umstellung der Fahrwasserbezeichnung erforderlich. Die sehr rasch durchzuführende Überleitung der Großschiffahrt in das neue Fahrwasser wurde in der ersten Septemberwoche 1922 lediglich durch Auswechslung der Fahrwassertonnen des Wurster und Fedderwarder Armes herbeigeführt. Dieser erhielt die Betonnung als Hauptfahrwasser mit schwarzen, spitzen Tonnen mit Zahlenbezeichnung einkommend auf Backbordseite und langen, roten Spierentonnen mit Buchstabenbezeichnung auf Steuerbordseite. Die Befahrung bei Nacht wurde durch Leuchttonnen ermöglicht, die einkommend auf Backbordseite rote und auf Steuerbordseite weiße Feuer mit verschiedenartigen Kennungen durch Gruppen von Blitzen oder Unterbrechungen erhielten.

Der Wurster Arm und das Dwarsgatt blieben seit September 1923 nur noch für die Kleinschiffahrt als Nebenfahrwasser betonnt. Ihre Betonnung unterscheidet sich von derjenigen des Hauptfahrwassers vornehmlich dadurch, daß die Tonnen in größeren Abständen liegen, keine Leuchttonnen zur Anwendung kommen und einkommend auf Steuerbordseite statt der langen Spierentonnen stumpfe, rote Tonnen liegen.

Die schwarzen, spitzen und die roten, stumpfen Tonnen wurden früher aus Eichenholz hergestellt, indem einzelne über dem Feuer gebogene Holzlamellen durch eiserne Ringe, wie in der Böttcherei üblich, zusammengehalten und die Fugen kalfatert wurden. Von diesen Tonnen sind nur noch wenige in Benutzung. Bei Neubeschaffung werden ausschließlich Tonnen aus Flußeisen beschafft, die aus Blechen zusammengenietet werden. Die Form ist verschieden, je nachdem die Tonnen im Sommer oder Winter ausliegen sollen. Die Wintertonnen sind den alten Holztonnen nachgebildet und laufen oben und auch unten spitz zu, damit sie dem

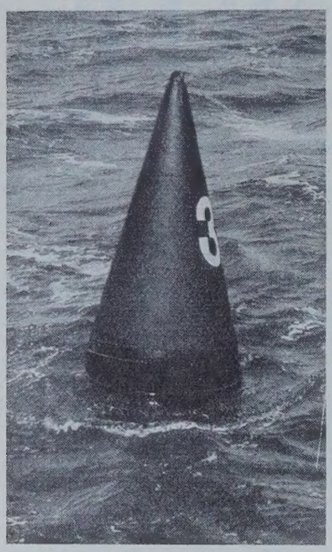


Abb. 2. Schwarze, spitze Fahrwassertonne.

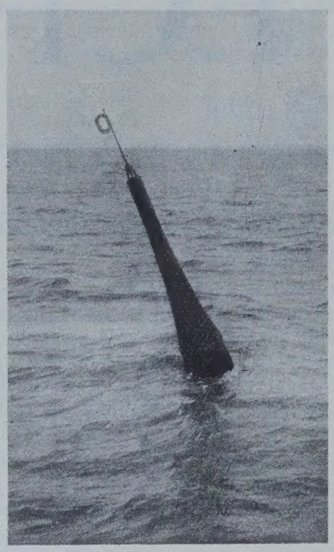


Abb. 5. Spierentonne.

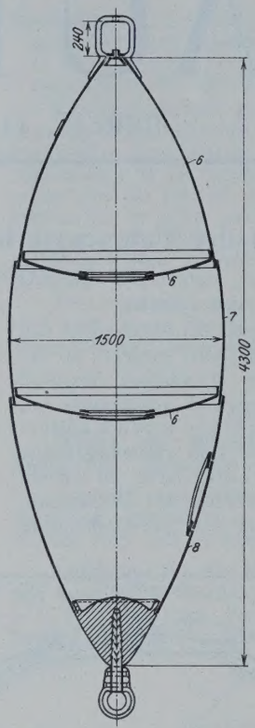


Abb. 3. Schwarze, spitze Wintertonne.

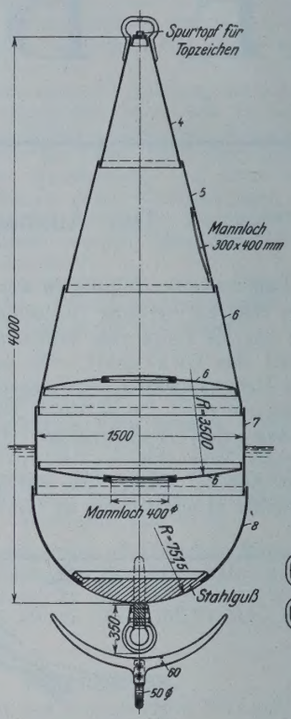


Abb. 4. Schwarze, spitze Sommertonne.

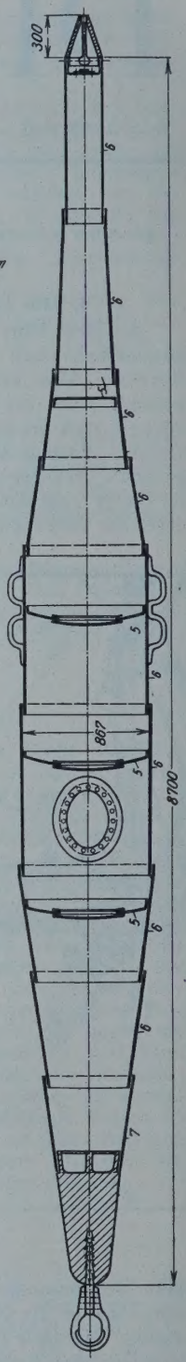


Abb. 6. Spierentonne Klasse II.

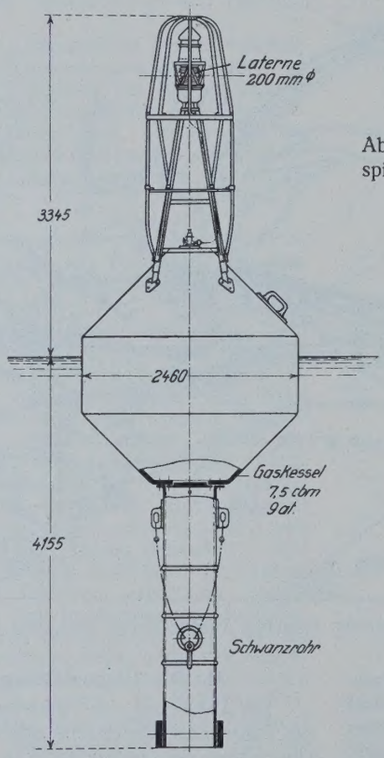


Abb. 8. Leuchttonne für große Wassertiefen.

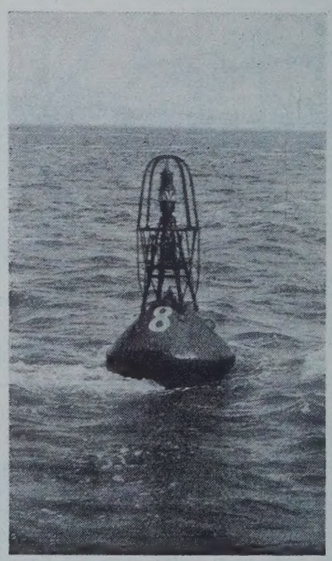


Abb. 7. Leuchttonne.

Treibeis einen möglichst geringen Widerstand entgegensetzen und leicht durch Scholleneis hindurchgezogen werden, ohne verschleppt zu werden (vergl. Abb. 2 u. 3). Die einzelnen Schüsse des Blechmantels nehmen von unten nach oben von 8 auf 6 mm Stärke ab. Der Innenraum ist durch Zwischenwände in mehrere wasserdichte Abteilungen unterteilt, um bei einem Leckspringen der Tonne, das durch Zusammenstoß mit Fahrzeugen häufiger vorkommt, ein völliges Versinken der Tonne möglichst zu verhüten. Die Zugänglichkeit des Innern, zum Zwecke der Erneuerung des Anstriches, ist durch wasserdicht verschließbare Mannlöcher gewahrt.

Im Sommer werden leichtere Tonnen von 4 bis 8 mm Blechstärke ausgelegt, deren aus dem Wasser ragende Spitze kegelförmig gestaltet ist, während der Unterteil halbkugelförmig abgeschlossen ist (vergl. Abb. 4). Auf der Weser werden spitze Tonnen in fünf verschiedenen Größen ausgelegt, die eine Länge von 2,0 bis 4,5 m und einen Durchmesser von 0,7 bis 1,75 m haben.

Die Spierentonnen sind besonders markante Seezeichen, die sich durch ihre Form auch dann noch gut von allen anderen Tonnen unterscheiden, wenn bei Dunkelheit die Farben nicht mehr zu erkennen sind (vergl. Abb. 5). Sie werden ausschließlich aus zusammengenieteten Flußeisenblechen hergestellt und kommen in vier verschiedenen Größenklassen von 6,25 bis 13,1 m Länge und 0,635 bis 1,1 m Durchm. zur Verwendung. Zwischen Bremerhaven und dem Hoheweg-Leuchtturm sind die Spierentonnen der Klasse II von 8,7 m Länge ausgelegt (vergl. Abb. 6). Die 11,6 und 13,1 m langen Spierentonnen der Klasse I liegen weiter seewärts.

Alle Tonnen haben am unteren Ende ein Beschwerungsgewicht, damit sie auch bei starker Strömung möglichst hoch aus dem Wasser ragen und sich nicht flach auf das Wasser legen oder untergetaucht werden. Die Verankerung geschieht durch schwere Steine oder auch gußeiserne Platten (Sinker) von 500 bis zu 3000 kg Gewicht. Die Befestigung der Tonnen an den Verankerungsgewichten geschieht durch Ketten mit sehr langen Gliedern, um bei den stark drehenden Bewegungen der Tonnen in der starken Strömung ein Verschlingen und Aufdrehen der Verankerungskette zu vermeiden. Zum gleichen Zwecke sind auch noch zwei Wirbel in die Kette eingebaut, einer an der Tonne und einer in der Mitte der Kette. Die Gliedlänge der Ketten beträgt bis zu 300 mm bei einer Eisenstärke von 26 bis 39 mm.

Als Leuchttonnen finden normale Doppelkegel-Bojen von 5 bis 10 m^3 Rauminhalt und 9 at Betriebsdruck für Fettgasfüllung Verwendung, wie sie von der Julius Pintsch A.-G. in Berlin gebaut werden (vergl. Abb. 7). Die Seelaterne von 100 mm Brennweite mit hängendem Glühstrumpf gibt eine Lichtstärke von 340 HK. Es kommen zwei Arten von Doppelkegel-Tonnen zur Auslegung, die für große Wassertiefen mit langem Schwanzrohr (vergl. Abb. 8) oder als Flachwasserleuchttonnen mit kurzem Gegengewicht ausgerüstet sind. Mit der Fettgasfüllung vermögen die Leuchttonnen 3 bis 5 Monate lang zu brennen. Die Kennungsgebung geschieht durch einen in die Laterne eingebauten Regler, der durch den Gasdruck betrieben wird. Durch ein Druckminderventil wird der hohe Gasdruck im Kessel auf den Brenndruck des Glühlichtes von 400 mm Wassersäule gebracht.

Die Nachtbezeichnung mit Leuchttonnen genügte der Schiffahrt, solange kein Eisgang herrschte. Sie mußte aber versagen, sobald starker Frost einsetzte, bei dem die Leuchttonnen schleunigst eingezogen werden müssen. Durch starkes Treibeis werden selbst große Leuchttonnen untergetaucht oder sie verlöschen infolge Zerstörung der Glühstrümpfe durch Eisstöße. Die Flachwasserleuchttonnen neigen außerdem leicht zum Kentern, da bei Seegang und starkem Frost eine starke Vereisung des Aufbaues eintritt, der die Tonne kopfschwer macht. Im Jahre 1922 mußte deswegen nach Umlegung des Fahrwassers unverzüglich danach gestrebt werden, noch vor Eintritt des Winters wenigstens eine vorläufige, feste Befeuerung des neuen Fahrwassers fertigzustellen und in Betrieb zu

nehmen. An eine Inangriffnahme der endgültigen Feuer wurde nicht sofort an allen Stellen herangetreten, da zunächst abgewartet werden mußte, ob die geplante Fahrrinne in ihrer Lage auch überall den Strömungs- und Sandwanderungsverhältnissen nach der Öffnung des neuen Fahrwassers entsprechen würde. Vor allem wurden bestehende Befeuerungsanlagen nach Möglichkeit für die Nachtbezeichnung des neuen Fahrwassers herangezogen. Die Ausgestaltung der Befeuerungsanlagen hat erst im Jahre 1925 ihren Abschluß gefunden und von Bremerhaven bis zum Hoheweg zu dem nachfolgend beschriebenen System geführt (vergl. Lageplan Abb. 1).

und Außenweser durchgeführt ist. Zunächst leuchtet das Quermarkenfeuer weiß auf, und das Schiff behält seinen Kurs noch bei. Erst wenn das weiße Licht der Quermarke in rotes übergeht, muß der Kurs geändert und die neue Fahrwasserrichtung aufgenommen werden. Die Wendung muß innerhalb des roten Quermarkensektors vollendet werden, und beim Wiederaufleuchten des weißen Quermarkenlichtes muß das Schiff im neuen Kurs liegen und der neuen Fahrwasserbezeichnung folgen.

Von der Bremerhavener bezw. Reedebaken-Feuerlinie leitet das Quermarkenfeuer Wremertief nun nicht mehr in eine neue Feuerlinie über, sondern in einen Leitsektor, der von einem neuen Leuchtturm

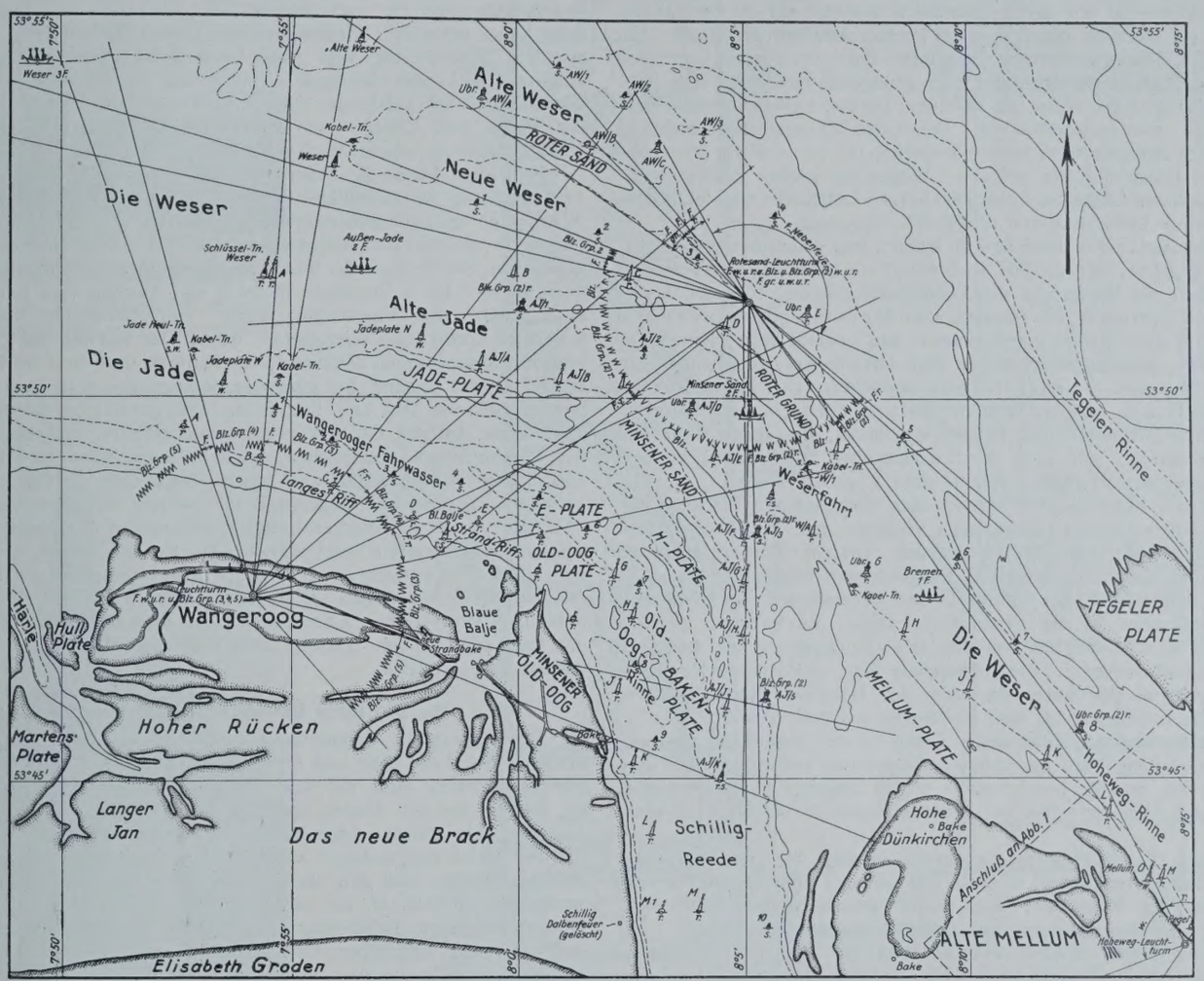


Abb. 1a. Befeuerungskarte des Mündungsgebietes der Außenweser und der Jade.

Im Anschluß an die durchweg mit Feuerlinien ausgestattete Unterweser wird auch die Außenweser zunächst durch zwei Feuerlinien bezeichnet, die Linien der Reedebaken und der Bremerhavener Leuchttürme. Der Übergang von einer zur anderen Feuerlinie wird durch ein rotes, vom Brinkamahof-Leuchtturm aus gegebenes Quermarkenfeuer gekennzeichnet. Im Bereich der Bremerhavener Feuerlinie, die besonders in ihrem Oberfeuer ein sehr kräftiges Licht besitzt, macht sich neuerdings wieder ein Übelstand bemerkbar, der dazu geführt hat, auf der Außenweser weiter seewärts überhaupt von der Einrichtung von Feuerlinien Abstand zu nehmen. Der Ostrand der Imsumplate ist so nahe an die Feuerlinie herangerückt, daß sehr tiefgehende Schiffe nicht mehr sicher genug in dieser Linie fahren können. Diese sind vielmehr angewiesen, weiter die über tiefes Wasser führende Reedebaken-Linie bis zum nächsten Quermarkenfeuer zu verfolgen, das von einem am Seedeich bei Wremertief stehenden Leuchtturm aus gegeben wird. Die Reichweite der Reedebakenfeuer wird damit auf $5^1/_2$ Seemeilen (10 km) ausgedehnt, und ihrem ursprünglich roten Feuer ist eine stärkere Durchschlagkraft durch Umwandlung in weißes, elektrisches Licht mit Kennung gegeben. Die Verwendung farbigen Lichtes empfiehlt sich bei großer Reichweite im allgemeinen nicht, da das Licht durch die vorgesetzten Lichtfilter eine sehr starke Einbuße an seiner Stärke erleidet, z. B. bei roten Scheiben auf $^1/_{10}$ und bei grünen auf $^1/_{13}$ der Helligkeit der weißen Lichtstärke heruntergeht.

Das Quermarkenfeuer Wremertief zeigt die grundsätzliche Anordnung der Übergangsbezeichnung, wie sie durchweg auf der Unter-

„Weddewarden" aus gegeben wird. Von dem Turm strahlt ein elektrisches Licht durch eine Optik ein weißes Feuer von 17 000 Kerzenstärken aus. In der Richtung des Fahrwassers, das hier in den Fedderwarder Arm einbiegt, tritt das Licht durch einen schmalen Schlitz zwischen zwei Blendenapparaten ungehindert aus, so daß es als festes Feuer erscheint. Beiderseits dieses Leitsektors öffnen und schließen sich die Blenden in einem bestimmten, aber voneinander verschiedenen Takt, und das Licht erscheint in den beiden Warnungssektoren nur als eine Gruppe von vier bezw. drei Blitzen. Die verschiedenartige Kennung der beiden Warnungssektoren läßt bei ihrem Erscheinen an der Grenze des festen Leitsektors ohne weiteres erkennen, auf welcher Seite des Fahrwassers man sich befindet. Durch einen Leitsektor kann nicht eine bestimmte Linie oder Richtung im Fahrwasser bezeichnet werden, sondern nur eine Fläche, in der ausreichende Fahrwassertiefen vorhanden sind. Das Schiff wird im Leitsektor stets seinen Kurs noch genau nach dem Kompaß einrichten müssen. Der große Vorteil der Leitsektoren besteht im Gebiete der Außenweser darin, daß man durch leicht ausführbares Schwenken der Sektoren einer Verschiebung der Fahrrinne in vielen Fällen folgen kann, während bei einer Feuerlinie dafür das sehr schwierige Versetzen eines der beiden Richtfeuer erforderlich werden würde. Da sich die Lage des Fahrwassers auf der Außenweser erfahrungsgemäß infolge der leichten Beweglichkeit der Sände oftmals und in kurzer Zeit erheblich ändert, so muß eine möglichst große und leicht durchzuführende Beweglichkeit der Befeuerung angestrebt werden. Schon aus diesem Grunde verbietet es sich, eine Fahrwasserstrecke etwa von beiden Seiten her zu befeuern,

um dem Schiffer jederzeit ein Feuer voraus zu geben, ganz abgesehen davon, daß die Navigierung auch bei Feuern achteraus einem guten Kapitän oder Lotsen durchaus keine Schwierigkeiten bereitet.

Eine zweite von Wremertief aus gegebene Quermarke leitet in einen weißen Leitsektor über, der von einer neuen, unbewachten Leuchtbake auf dem Langlütjen-Sande durch ein mit Blau-Gas betriebenes, auf 3600 HK verstärktes Glühlicht gegeben wird. Die Begrenzung dieses Sektors kann nicht durch Blitzgruppen gegeben werden, da die dazu erforderlichen Blendenapparate ständige Beaufsichtigung erfordern. Die Fahrwassergrenzen sind deswegen bei dem unbewachten Feuer durch farbiges Licht bezeichnet, und zwar nach den Grundsätzen für Befeuerungsanlagen einkommend auf der Backbordseite rot und auf der Steuerbordseite grün, entsprechend den Farben der Positionslaternen der Schiffe. Bei dem geringen Geltungsbereich der Langlütjen-Bake von nur $2^3/_4$ Seemeilen (5 km) Länge hat das farbige Licht noch genügende Helligkeit. Die Bake bezeichnet in gleicher Weise durch einen zweiten Leitsektor eine Fahrwasserstrecke weiter stromabwärts. Das kurze Zwischenstück zwischen diesen beiden Sektoren wird vom 6 Seemeilen (11 km) entfernt liegenden Brinkamahof-Leuchtturm aus befeuert. Wegen der großen Reichweite ist statt des Petroleum-Glühlichtes von 9000 Kerzen Lichtstärke ein elektrisches Feuer mit einer Lichtstärke von 65 000 HK eingebaut.

Die Quermarken für diese Strecke werden von einem neuen Leuchtturm aus gegeben, der auf der Robbenplate errichtet ist. Von ihm aus wird auch die Reststrecke des Fedderwarder Armes befeuert, beginnend an einer Quermarke, die von dem alten Meyerslegde-Leuchtturm jenseits des Wurster Armes gegeben wird, und endend beim Hoheweg-Leuchtturm, dessen Quermarke zu dem unverändert gebliebenen Leitsektor des Rotesand-Leuchtturmes überleitet. Die Reichweite des Robbenplate-Feuers muß mindestens 7,5 Seemeilen (14 km) betragen. Die vorläufige Lichtquelle mit Petroleumglühlicht, die durch die Optik 9000 HK ausstrahlt, soll noch durch elektrisches Licht ersetzt werden, das dem Feuer eine Helligkeit von 93 000 HK geben wird.

Neben dem Fedderwarder Arm ist auch noch das alte Wurster Fahrwasser mit einer einfachen Befeuerung versehen, um der Kleinschiffahrt die Befahrung bei Nacht zu ermöglichen. Diesem Zwecke dient ein beiderseits durch rote und grüne Warnungssektoren eingefaßter Leitsektor des alten Meyerslegde-Leuchtturmes, der stromabwärts ins Dwarsgatt scheint. Außerdem ist das Feuer einer alten Leuchtbake an der Robbenplate erhalten, die während der Übergangszeit die Aufgaben des neuen Leuchtturmes auf der Robbenplate hatte erfüllen müssen, wenn auch nur recht unvollkommen, da weder ihre Höhe noch ihre Lichtstärke für die große Entfernung bis zum Hohenweg ausreichend war.

Die Befeuerung der Außenweser dürfte in der vorstehend beschriebenen Ausgestaltung allen berechtigten Ansprüchen vollauf genügen und auch zu Zeiten, wo die Leuchttonnen wegen Eisgangs eingezogen sind, einen sicheren Verkehr selbst der größten Seeschiffe bei Nacht gewährleisten.

Unterhalb des Hoheweg-Leuchtturms werden die als Fahrwasser dienenden Hauptstromrinnen so breit und so tief, daß eine so scharfe Bezeichnung der Fahrstraße, wie weiter stromaufwärts, nicht mehr notwendig ist. Die nutzbare, bei Tideniedrigwasser mindestens 10 m tiefe Fahrwasserbreite schwankt zwischen 1000 bis 3000 m. Wohl sendet noch der rd. 10 Seemeilen (18,5 km) weiter seewärts auf dem Roten Sande errichtete Leuchtturm seine Strahlen in 16 verschiedenen Sektoren nach allen Himmelsrichtungen aus und bezeichnet in vier Richtungen die Ausfahrten aus der Weser und Jade, das Hauptfahrwasser aber hat hier keine lückenlose Bezeichnung mehr durch ortsfeste Befeuerungsanlagen (vergl. Abb. 1a). Die Veränderungen der Stromrinnen und Sände sind hier noch bedeutend stärker und treten auch rascher ein als weiter stromaufwärts, so daß sich schon aus diesem Grunde im Mündungsgebiet der Weser und Jade ein festes Befeuerungssystem nicht schaffen läßt, das längere Zeit benutzbar bleiben würde.

Neben die Leuchttonnen treten hier als Hauptbezeichnung des Fahrwassers die Feuerschiffe. Etwa in der Mitte zwischen dem Hoheweg- und Rotesand-Leuchtturm liegt als innerstes das Feuerschiff „Bremen“ aus. Das Hauptfahrwasser der Weser geht gleich darauf durch die sogenannte „Weserfahrt“ in die „Alte Jade“ über, die im Verlauf einer regelmäßigen Umbildung jetzt zu einem Mündungsarm der Außenweser geworden ist, zurzeit aber auch noch als Hauptfahrwasser der Jade dient. Die gemeinsame Ausfahrt der Weser und Jade wird durch die der Reichsmarine unterstellten Feuerschiffe „Minsener Sand“ und „Außen-Jade“ bezeichnet. Vor der Mündung, schon in der offenen Nordsee, liegt endlich 10 Seemeilen (18,5 km) außerhalb des Rotesand-Leuchtturms noch das als Ansteuerungsmarke für Weser und Jade dienende Feuerschiff „Weser“ aus, dem in 22 Seemeilen (41 km) Abstand das letzte der Wasserstraßendirektion Bremen unterstellte Feuerschiff „Norderney“ folgt, das ebenso wie auch das „Weser-Feuerschiff“ dem allgemeinen Schiffsverkehr in der Nordsee als Marke dient. Die Unterscheidung der Feuerschiffe voneinander ist bei Tage teils durch typische Gestalt, teils durch verschiedenartige Toppzeichen, Bälle oder Kegel, in verschiedener Anzahl und unterschiedlicher Anordnung an den Masten, und bei Nacht durch eine verschiedenartige Feuerkennung ermöglicht. Während das Feuerschiff „Norderney“ schon seit seiner Auslegung im Jahre 1907 eine auffällige Kennung durch ein periodisch dreimal kurz aufleuchtendes Feuer (Gruppe von drei Blitzen) besaß, unterschieden sich die übrigen Feuerschiffe bei Nacht nur durch die Anzahl (1 bis 3) der an den Masten angebrachten festen Feuer. Da dies leicht zu Verwechslungen mit fahrenden Schiffen und dadurch zu gefährlichen Irrtümern führt, wenn die Feuerschiffe mit ihrer Längsachse in der Richtung zum Beobachter liegen und dabei z. B. aus größerer Entfernung ein dreifaches Feuer nur als einfaches erscheint, so wird zurzeit eine andere Kennung eingeführt, und zwar sollen die Feuerschiffe „Bremen“ und „Weser“ ein unterbrochenes Feuer mit vier bezw. einer periodisch wiederkehrenden kurzen Verdunkelung des Feuers erhalten. Gleichzeitig wird dabei eine beträchtliche Verstärkung des ausgesandten Lichtes durchgeführt, und zwar beim Feuerschiff „Bremen“ von 170 HK auf 1300 oder 1500 Kerzen und beim „Weser-Feuerschiff“ mit bisher drei Lichtern an allen drei Masten von je 170 HK auf 15000 Kerzen an einem Mast vereinigt.

Außerdem haben die Feuerschiffe noch besondere Einrichtungen zur Zeichengebung bei unsichtigem Wetter, um dadurch den Schiffen auch bei Nebel eine gute Orientierungsmöglichkeit zu geben. Beim Feuerschiff „Bremen“ werden nur langgezogene Töne mit dem Nebelhorn (Sirene) abgegeben, die je nach der Windrichtung und dem Schalleitungsvermögen der Luft in 1 bis 5 Seemeilen (2 bis 9 km) Abstand vom Feuerschiff zu hören sind. Die Feuerschiffe „Weser“ und „Norderney“ haben bisher außerdem noch Unterwasserglocken, deren Töne von den mit Unterwasserhorchern ausgerüsteten Schiffen durchschnittlich noch in 4 bis 6 Seemeilen (7,5 bis 11 km) Abstand, bei günstigen Bedingungen noch in 9 bis 10 Seemeilen (16,5 bis 18,5 km) Entfernung wahrgenommen werden können. Auch diese Anlagen der Feuerschiffe sind veraltet, und die Fortschritte der Elektrotechnik ermöglichen es, den Feuerschiffen eine viel bessere Ausrüstung für Nebelsignale zu geben. Nach dem Vorbilde der Anlagen auf dem „Borkum-Riff“-Feuerschiff ist bereits das Reserve-Feuerschiff „Norderney“ mit elektrischen Luftmembransendern (Nautophonen), Unterwassermembransendern und Funknebelsignalen ausgerüstet, die man auch kurz als L. T. (Lufttelegraphie), W. T. (Wassertelegraphie) und F. T. (Funktelegraphie) zu bezeichnen pflegt, da es möglich ist, mit allen drei Vorrichtungen Morsezeichen auszusenden. Das Stammschiff „Norderney“ und das Feuerschiff „Weser“ (Stamm- und Reserveschiff) erhalten die gleiche Anlage im Jahre 1926.

III. Die alten Bauwerke der Befeuerung.

Die Eigenart der Befeuerungsanlagen auf der Außenweser gegenüber denjenigen auf der Elbe und Ems besteht darin, daß eine große Anzahl von Leuchtfeuern nicht auf dem Festlande oder Inseln errichtet worden ist, sondern auf den Watten und Sänden bis an die Grenze des offenen Meeres. Eine ähnliche Lage haben nur einige Leuchtfeuer auf der Jade.

Bei Befeuerungsanlagen muß im allgemeinen der Grundsatz festgehalten werden, daß sich die Erhaltung des Fahrwassers in einem stark veränderlichen Flußlauf, wie es die Außenweser ist, nicht an eine ein für allemal festgelegte Befeuerung klammern darf, sondern daß die Befeuerung nach der natürlichen Umbildung des Stromlaufs eingerichtet und erforderlichenfalls geändert werden muß, weil der Umbau oder der Neubau von Leuchtfeuern meist bedeutend billiger ist als die oft schwierige Erhaltung des Fahrwassers in bestimmter Lage. Wenn dieser Grundsatz beim Ausbau der Außenweser auch voll gewürdigt worden ist, so ist es doch natürlich, daß bei der Umstellung der Befeuerung auf den Fedderwarder Arm möglichst die Befeuerungsanlagen des als Hauptfahrwasser verlassenen Wurster Armes wieder benutzt worden sind. Unter diesen Anlagen befinden sich eine Reihe bemerkenswerter und typischer Bauten, die hier wenigstens kurz beschrieben werden sollen.

Die Feuer auf der Außenweser haben durchweg einen großen Geltungsbereich. Es müssen daher starke Lichtquellen zur Anwendung kommen, und die Kennung muß möglichst durch Unterbrechung des weißen Lichtes gegeben werden, weil die grünen und roten Lichtfilter die Lichtstärke zu stark abschwächen, um sie noch auf große Entfernungen klar durchdringen zu lassen. Diese Vorbedingungen haben dazu geführt, daß die Befeuerungsanlagen in den meisten Fällen während des Betriebes einer ständigen Wartung oder Aufsicht bedürfen, wenn für die Schiffahrt eine gute Fahrwasserbezeichnung bei Nacht dauernd sichergestellt werden soll. Außer der Laterne und dem Dienstraum müssen die vom Lande abgeschnittenen Leuchttürme noch für die Bedienungsmannschaften die erforderlichen Wohn- und Schlafräume, Küche, Vorratsräume und Trinkwasserbehälter enthalten. Die Besatzung der bewachten Leuchtfeuer besteht aus zwei bis drei Leuchtturmwärtern, die acht Wochen lang auf dem Turm bleiben und darauf vier Wochen lang Urlaub haben.

Die auf dem Festlande stehenden Bauwerke bieten keine Besonderheiten. Erwähnung verdient nur der 30 m hohe Gittermast des im Jahre 1900 erbauten Reedebaken-Oberfeuers (vergl. Abb. 9) und der in den Jahren 1855 bis 1860 errichtete Bremerhavener Leuchtturm,

Abb. 9. Reedebaken-Oberfeuer am Fischereihafen zu Wesermünde.

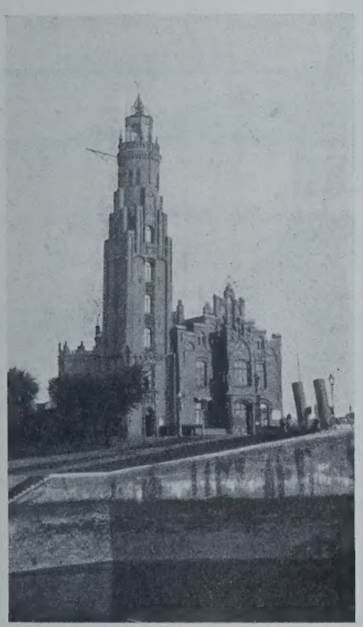


Abb. 10. Bremerhavener Leuchtturm.

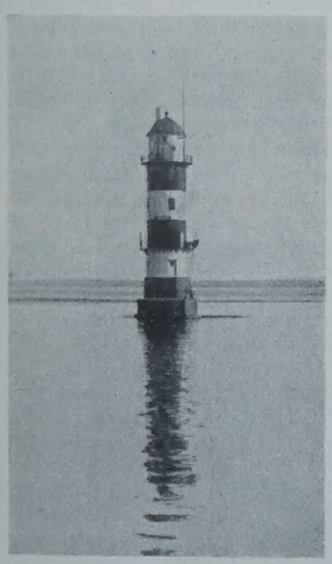


Abb. 12. Brinkamahof-Leuchtturm.

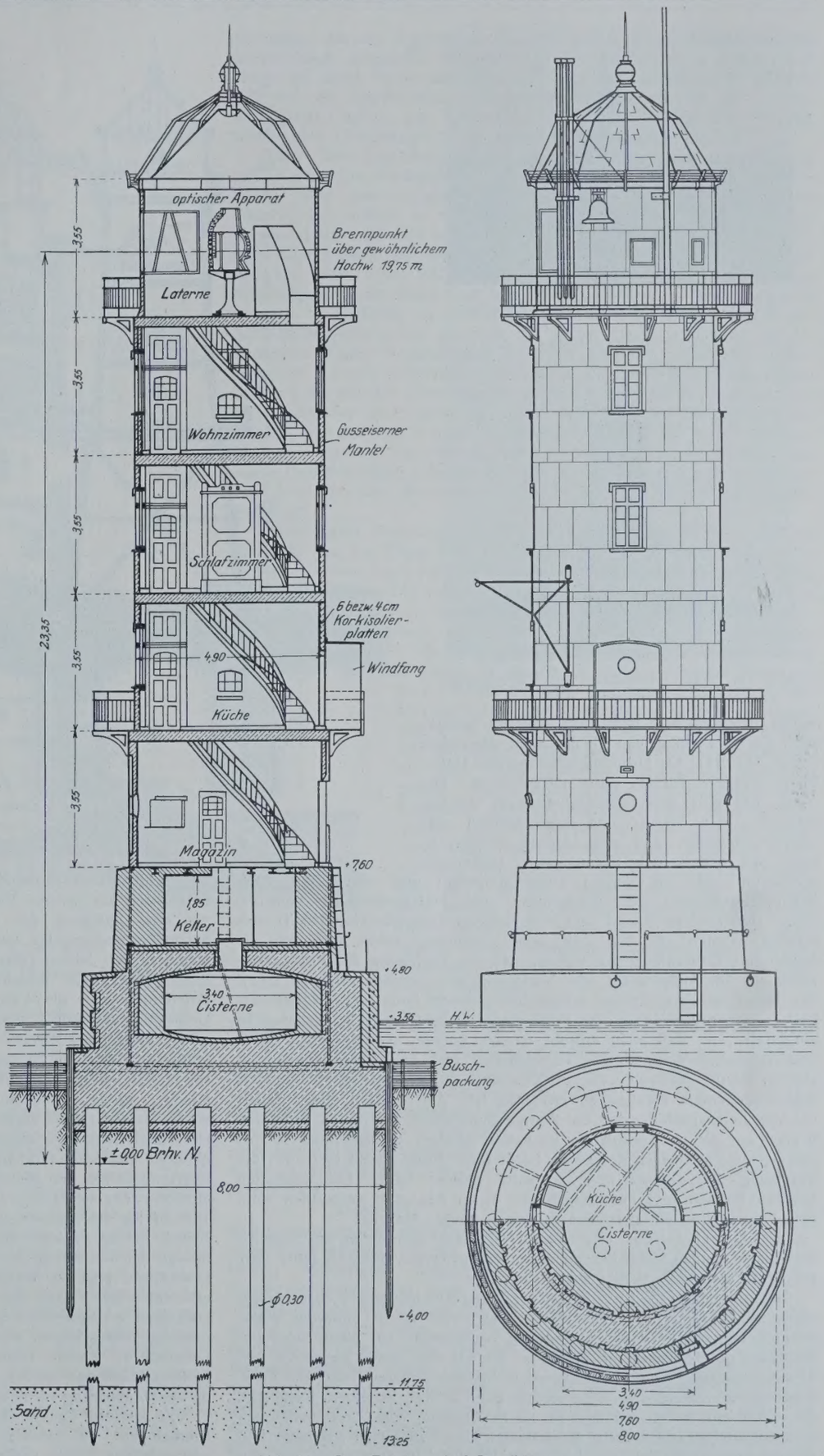


Abb. 11. Der Brinkamahof-Leuchtturm.

der gewissermaßen das Wahrzeichen der Unterweserstädte, Bremerhaven und Wesermünde, für die ein- und auslaufenden Seeschiffe darstellt (Abb. 10).

Der erste auf dem Watt stehende Leuchtturm liegt nur rd. 4 km weiter seewärts am rechten Weserufer bei Brinkamahof, einem ehemaligen großen Marschhof, nach dem der Turm seinen Namen führt. Er wurde in den Jahren 1910/11 errichtet, um die Bremerhavener Feuerlinie für einen Fahrwasserabschnitt abzulösen, für den die Feuerlinie infolge Verlagerung der Stromrinne nicht mehr brauchbar war. Die Gründung

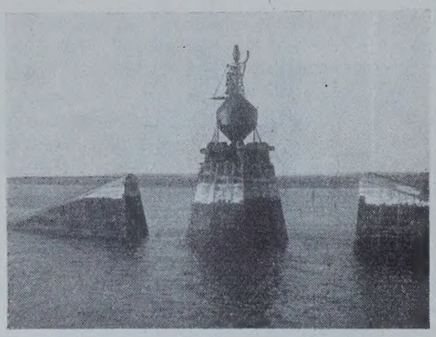


Abb. 13. Leuchtbake an der Robbenplate.

Abb. 14. Alter Leuchtturm auf Meyerslegde.

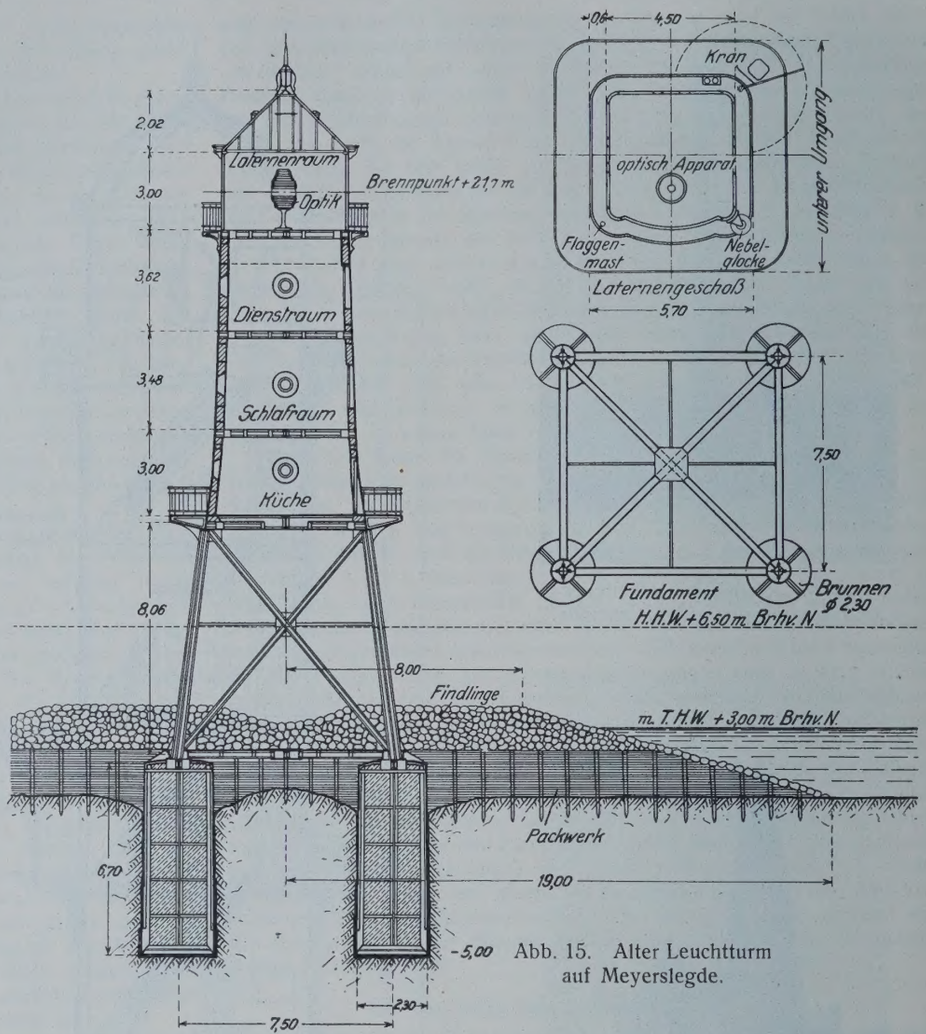


Abb. 15. Alter Leuchtturm auf Meyerslegde.

mußte in einem sehr tiefen und weichen Schlickwatt auf 29 Pfählen von 15 m Länge geschehen (vergl. Abb. 11). Die Grundrißgestaltung des Unterbaues und des Turmes selbst ist kreisrund. Der Turm, der sich über dem Grundbau in vier Geschossen, den Wohn- und Diensträumen der Leuchtturmwärter, und der Laterne aufbaut, ist ganz aus gußeisernen Formstücken zusammengeschraubt, die zu Ringen aneinandergefügt und innen mit einer Wärmeschutzschicht aus Korkplatten und Holzverkleidung versehen sind. Durch diese Bauart soll eine leichte Versetzbarkeit des Turmes erreicht werden, da zur Zeit seiner Erbauung schon mehrfach die unliebsame Erfahrung gemacht war, daß die Verlegung der Fahrwasserrinne auf der Außenweser eine Verlegung von Leuchtfeuern und damit den Bau neuer Leuchttürme erforderlich gemacht hatte. Die Notwendigkeit zu einer Versetzung des Brinkamahof-Leuchtturmes ist bisher nicht eingetreten, so daß nicht erprobt werden konnte, ob tatsächlich durch das Auseinandernehmen des Turmschaftes und den Zusammenbau an anderer Stelle auf einem neuen Grundbau eine wesentliche Ersparnis gegenüber einem Neubau zu erreichen ist. Als Nachteil dieser Bauart hat sich herausgestellt, daß der Wärmeschutz durch die hierzu benutzten 6 bis 8 cm dicken Korkplatten in kalten Wintern unzureichend ist, so daß Vorräte, besonders Kartoffeln, leicht unter Frost leiden und auch die Besatzung des Turmes über zu kalte Räume klagt. Die schlichten äußeren Formen, die naturgemäß mit dieser Bauweise verbunden sind, geben dem Turm ein gefälliges Aussehen (vergl. Abb. 12).

Das Quermarkenfeuer Wremertief steht unmittelbar am Seedeich und bietet baulich nichts besonders Bemerkenswertes, da es im Jahre 1907 auf dem Festlande errichtet werden konnte.

Es folgt darauf die Leuchtbake an der Robbenplate, das einzige unbewachte Feuer im Wurster Arm. Das Feuer ist in einfacher Weise dadurch hergestellt, daß eine normale Leuchttonne auf einen schweren Pfahlbock gesetzt ist (vergl. Abb. 13). Sie hat eine starke Seelaterne von 25 mm Brennweite und 1200 Kerzen Lichtstärke erhalten, und die Fahrwassergrenzen werden durch Blenden oder farbige Scheiben festgelegt, die offen auf einem Rahmen in 1,2 m Abstand vom Brennpunkt angebracht sind. Zum Schutze des hölzeren Unterbaues sind stromauf- und stromabwärts Eisbrecher aus hölzernen Pfahlböcken angebracht, die seit der Errichtung der Bake im Jahre 1913 schon stark gelitten haben. Die Bake dient weiter der Nachtbezeichnung des Wurster Armes für die Kleinschiffahrt.

Weiter seewärts, etwa 20 bis 25 km von Bremerhaven entfernt, stehen auf dem Meyerslegde und Ost-Eversand benannten Watt nahe beieinander vier Feuertürme, von denen nur noch einer als Quermarkenfeuer für das Fedderwarder Fahrwasser und als Leitfeuer für die Kleinschiffahrt im Dwarsgatt in Betrieb ist. An diesen Befeuerungsanlagen haben sich die raschen Verschiebungen im Außenweserfahrwasser schon vor der Umlegung des Hauptfahrwassers in den Fedderwarder Arm besonders unangenehm bemerkbar gemacht. Die beiden Eversand-Türme waren in den Jahren 1886/87 als Ober- und Unterfeuer einer Richtfeuerlinie gebaut, die zusammen mit der Bremerhavener Feuerlinie die Befeuerung einer rd. 24 km langen Fahrwasserstrecke bilden sollte. Durch Umbildung der tiefen Stromrinne verlor die Feuerlinie mehr und mehr an Bedeutung und hatte vor der Aufgabe des Wurster Armes als Hauptfahrwasser statt des ihr ursprünglich zugewiesenen Geltungsbereiches von rd. 11 km nur noch Bedeutung für eine kaum 2 km lange Fahrwasserstrecke. Beide Türme sind jetzt ganz außer Betrieb gesetzt. Das am weitesten nach See vorgeschobene Oberfeuer ist als Zufluchtstätte für Schiffbrüchige ausgerüstet, in der Trinkwasser, Hartbrot, Feuerungsmaterial und Stroh vorhanden sind. In der Bauart zeigen die beiden Eversand-Türme den gleichen Typ wie der noch in Betrieb befindliche alte Meyerslegde-Leuchtturm (vergl. Abb. 14), der in den Jahren 1886/87 für die Befeuerung des Dwarsgatts erbaut worden ist. Diesem Zweck hat er zunächst bis zum Jahre 1906 gedient, mußte dann aber infolge der Verlegung des Fahrwassers im Dwarsgatt durch einen neuen Leuchtturm abgelöst werden, der 1905/06 in 800 m Abstand von ihm errichtet wurde. Eine durchgreifende Baggerung, die im Jahre 1918 im Dwarsgatt zur besseren Anpassung der Fahrwasserrinne an die Strömungsrichtung vorgenommen wurde, um die Versandungen im Fahrwasser zu vermindern, machte schon nach 12 Jahren eine Zurückverlegung des Leitfeuers auf den alten Turm notwendig. Der neue Turm kann seitdem für die Befeuerung nicht mehr verwendet werden.

In diesem Gebiet ist der Untergrund viel tragfähiger als bei Brinkamahof, da das Watt sich vornehmlich aus ganz feinem Triebsand und nicht aus Schlick zusammensetzt. Der alte Meyerslegde-Turm ist auf vier Brunnen von 2,3 m Durchm. und 6,7 m Höhe gegründet (vergl. Abb. 15). Auf diese Brunnen sind Pfosten aus je vier Quadranteisen aufgesetzt, die untereinander durch Schrägstreben verbunden sind. Auf diese offene Eisenkonstruktion sind drei Turmgeschosse von quadratischem Grundriß und die Laterne gesetzt, die ein eisernes Traggerüst und als Außenhaut eine innen isolierte Eisenblechverkleidung haben. Um Auskolkungen am Turm zu verhüten, ist eine starke Decke aus Buschpack-

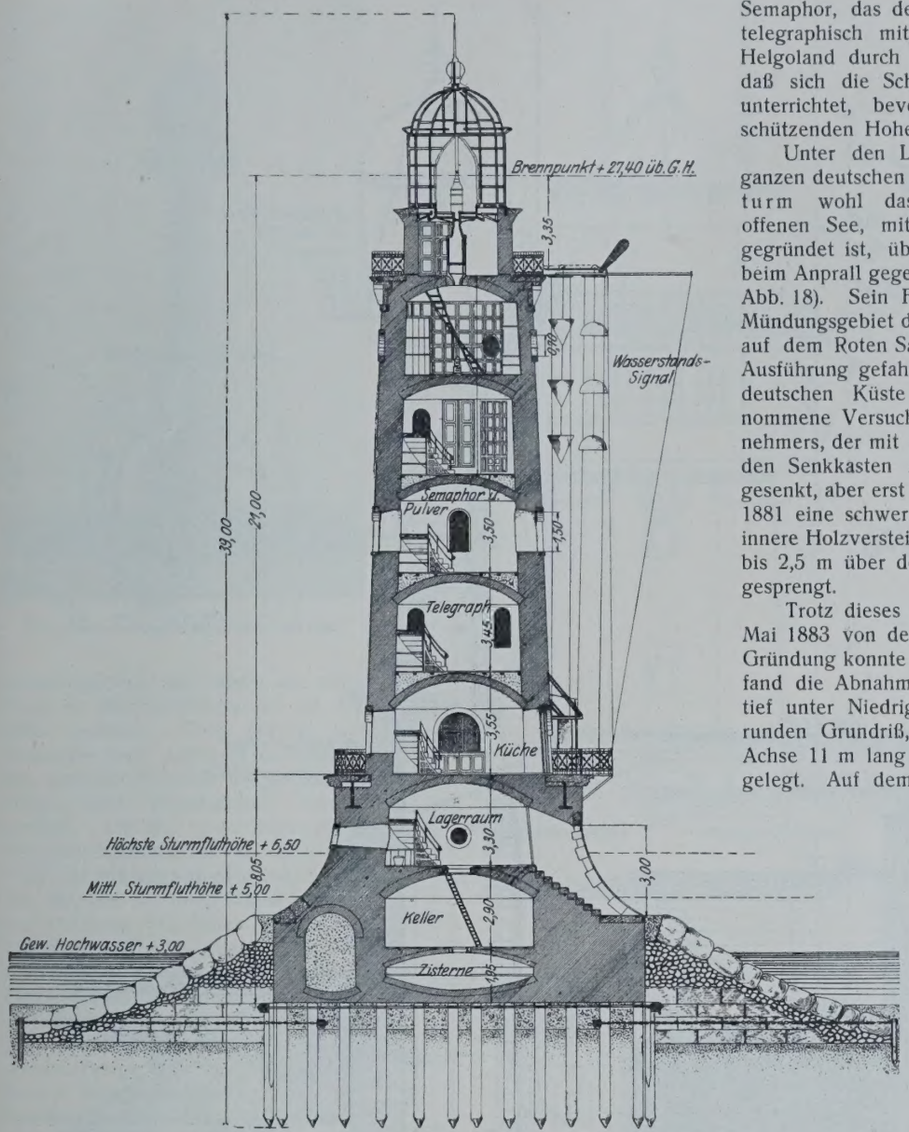


Abb. 16. Schnitt durch den Hoheweg-Leuchtturm.

werk mit einer Belastung aus schweren Granitfindlingen angebracht. Bei Sturmfluten ist der Wellenangriff hier so stark, daß die schweren Granitsteine trotz Ausfüllung der Fugen mit Beton in der Wellenrichtung fortbewegt werden, so daß der Steinkegel in jedem Winter ein Stück nach Osten wandert.

In der Nähe der Wiedervereinigung von Fedderwarder und Wurster Arm, rd. 16 Seemeilen (30 km) unterhalb von Bremerhaven, liegt der Hoheweg-Leuchtturm, der in den Jahren 1854/56 als Ersatz für die alte „Bremer Bake" errichtet worden ist. Es ist ein massiver Turm aus Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung, bestehend aus sieben Geschossen und der Laterne (vergl. Abb. 16).[1]) Da der Untergrund des Hohenweges verhältnismäßig gut tragfähig ist, konnte der Unterbau auf einem kurzen Pfahlrost gegründet werden. Sein Fuß wird durch ein in Mörtel versetztes Pflaster aus schweren Granitfindlingen geschützt, das hier gut gehalten hat. Im Grundriß sind die Innenräume des Turmes kreisrund, die Außenseite dagegen ist achteckig, wodurch der Turm ein typisches Aussehen erhält (vergl. Abb. 17). Neben dem Turm steht auf einem Pfahlgerüst ein Semaphor, das den Schiffen vor dem Auslaufen aus der Außenweser die telegraphisch mitgeteilte Windrichtung und Windstärke in Borkum und Helgoland durch Pfeile und Signalarme angibt. Dadurch ist es möglich, daß sich die Schiffsleitung von den Windverhältnissen in der Nordsee unterrichtet, bevor das Schiff aus dem Bereich des vor Seegang schützenden Hoheweges in die offene See hinausläuft.

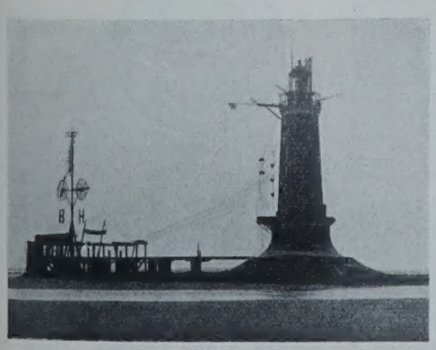


Abb. 17. Hoheweg-Leuchtturm.

[1]) Abb. 16, 19 u. 22 sind entnommen aus „Werft, Reederei und Hafen", IV. Jahrg. 1923, Heft 1, 2 u. 3, Plate, Bremen und die Weser.

Unter den Leuchttürmen nicht nur der Außenweser, sondern der ganzen deutschen Nordseeküste überhaupt bildet der Rotesand-Leuchtturm wohl das eigenartigste Bauwerk, das an der Grenze der offenen See, mitten in tiefem Wasser auf einem wandernden Sande gegründet ist, über den bei Sturm schwere Grundseen hinwegrollen, die beim Anprall gegen das Bauwerk den ganzen Turm erzittern lassen (vergl. Abb. 18). Sein Feuer beherrscht mit vier Fahrwasser-Leitsektoren das Mündungsgebiet der Weser und Jade. Das Unternehmen, den Leuchtturm auf dem Roten Sande zu bauen, ist wohl das wagemutigste und in der Ausführung gefahrvollste gewesen, das je bei Leuchtturmbauten an der deutschen Küste vorgekommen ist. Der erste im Jahre 1881 unternommene Versuch mißglückte, und zwar nicht ohne Schuld des Unternehmers, der mit den Verhältnissen der See nicht genügend vertraut war, den Senkkasten zwar rasch bis zu 21 m Tiefe unter Niedrigwasser abgesenkt, aber erst 11,5 m hoch mit Beton gefüllt hatte, als am 13. Oktober 1881 eine schwere Sturmflut von oben in den Arbeitsraum einbrach, die innere Holzversteifung zerstörte und darauf die schwachen eisernen Wände bis 2,5 m über dem Meeresboden eindrückte. Die Reste wurden später gesprengt.

Trotz dieses Mißerfolges wurden die Arbeiten zum zweiten Male im Mai 1883 von der Firma Harkort, Duisburg, wieder aufgenommen. Die Gründung konnte am 1. Juni 1884 beendet werden, und am 23. Oktober 1885 fand die Abnahme des fertigen Turmes statt (vergl. Abb. 19). Der 22 m tief unter Niedrigwasser hinabreichende Senkkasten hat einen länglich-runden Grundriß, dessen große Achse 14 m mißt, während die kleine Achse 11 m lang ist. Die Längsachse ist in die Hauptströmungsrichtung gelegt. Auf dem Senkkasten ist der im Grundriß kreisrunde Turm mit vier Geschossen und der Laterne aufgesetzt, der sich nach oben stark verjüngt, bis auf 5,10 m äußeren und 4,4 m inneren Durchmesser des Wohngeschosses, das mit drei erkerförmigen Ausbauten versehen ist, die dem Turm sein charakteristisches Aussehen geben. Die Außenhaut wird in ganzer Höhe durch Eisenblech gebildet, das innen einen Wärmeschutzmantel aus Hohlmauerwerk oder doppelter Holzverkleidung mit zwei dazwischen liegenden Luftschichten erhalten hat. Der Brennpunkt der Leuchte liegt rd. 27 m über Niedrigwasser oder rd. 24 m über mittlerem Hochwasser. Der Turm ist nur bei gutem Wetter vom Schiff aus zugänglich, und auch dann ist oft des lebhaften Seeganges wegen die Verbindung nur mit Hilfe des Korbes herzustellen (vergl. Abb. 20).

IV. Die neuen Bauwerke der Befeuerung des Fedderwarder Armes.

Für die Befeuerung des Fedderwarder Armes sind nur drei neue Bauwerke hergestellt, als erstes eine unbewachte Leuchtbake auf dem Langlütjen-Sande, als zweites ein Leuchtturm auf der Robbenplate und als letztes ein Leuchtturm auf dem Fort Brinkamahof II, der nach einer nahe belegenen Ortschaft den Namen Leitfeuer Weddewarden erhalten hat.

Die Langlütjen-Leuchtbake konnte als unbewachtes Feuer eingerichtet werden, da die nach beiden Richtungen scheinenden Fahrwassersektoren nur einen Geltungsbereich von weniger als 3 Seemeilen (4 bis 5 km) hatten, und die Begrenzung daher durch farbige Sektoren geschehen durfte. Der Bau ließ sich bei einer unbewachten Bake sehr einfach gestalten (vergl. Abb. 21). Für die Gründung wurde kein hölzerner Pfahlbock gewählt wie bei der Leuchtbake an der Robbenplate, der nur begrenzte Lebensdauer haben würde. Es ist vielmehr eine Brunnengründung ausgeführt, die sich auf der Jade bei ähnlichen Bauten gut bewährt hat. Da die Bake nahe am Rande einer im Abbruch liegenden Watt-

Abb. 18. Rotersand-Leuchtturm.

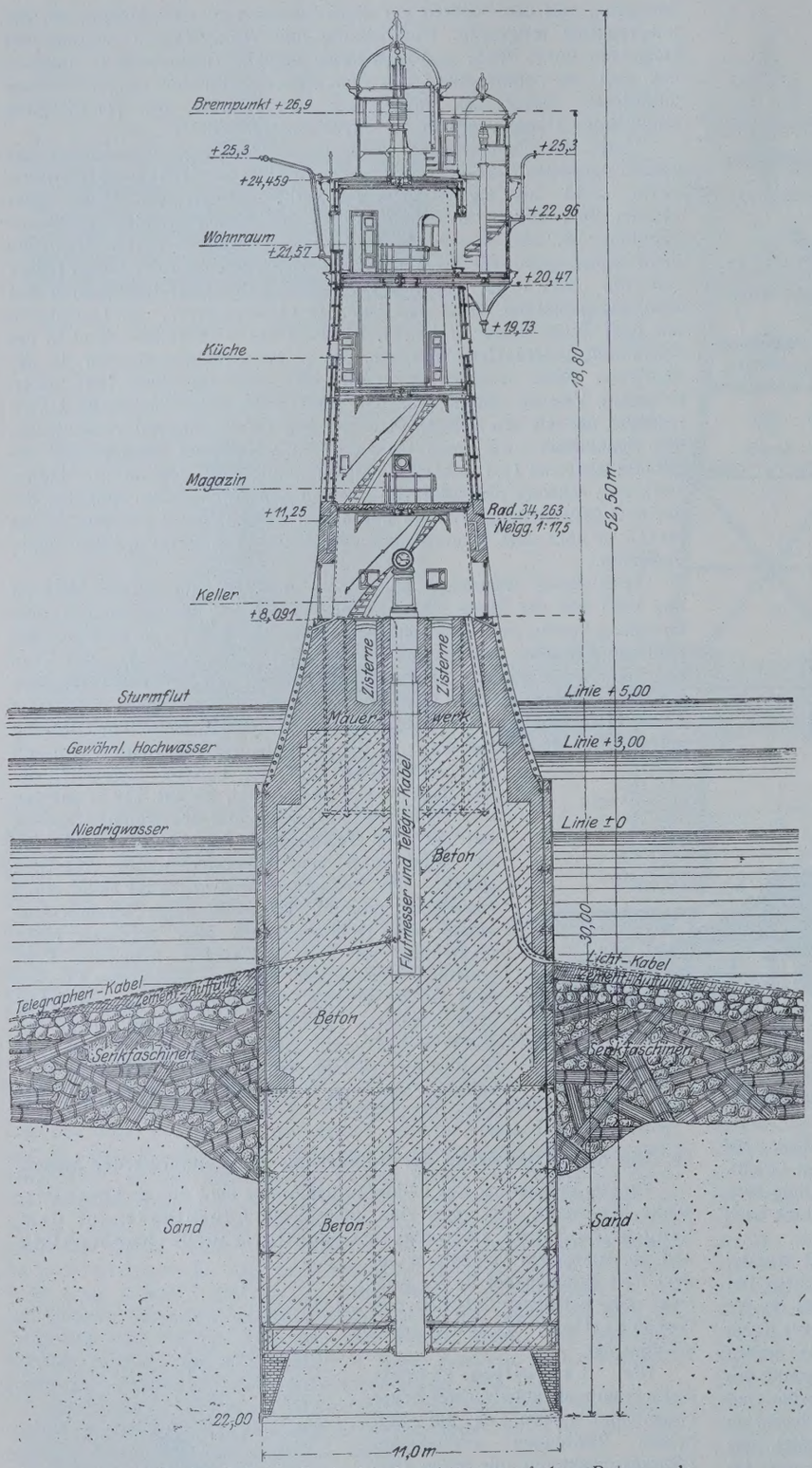


Abb. 19. Schnitt durch den Leuchtturm auf dem Rotensande.

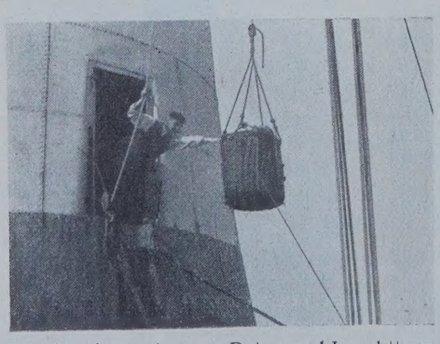


Abb. 20. Auskorben am Rotensand-Leuchtturm.

kante errichtet werden mußte, wurde eine tiefe Gründung gewählt, um das Bauwerk auch dann noch standsicher zu erhalten, wenn der Sand am Bauwerk selbst 6 bis 7 m tief weggespült werden sollte. Die Unterkante des Brunnens steht 9,5 m unter Niedrigwasser. Der Brunnenmantel ist aus 8 mm starken, außen asphaltierten Eisenblechen hergestellt und aus acht Ringschüssen von 2,0 und 1,75 m Höhe zusammengesetzt, die durch Winkeleisenringe versteift und miteinander verschraubt sind. Das Innere ist mit

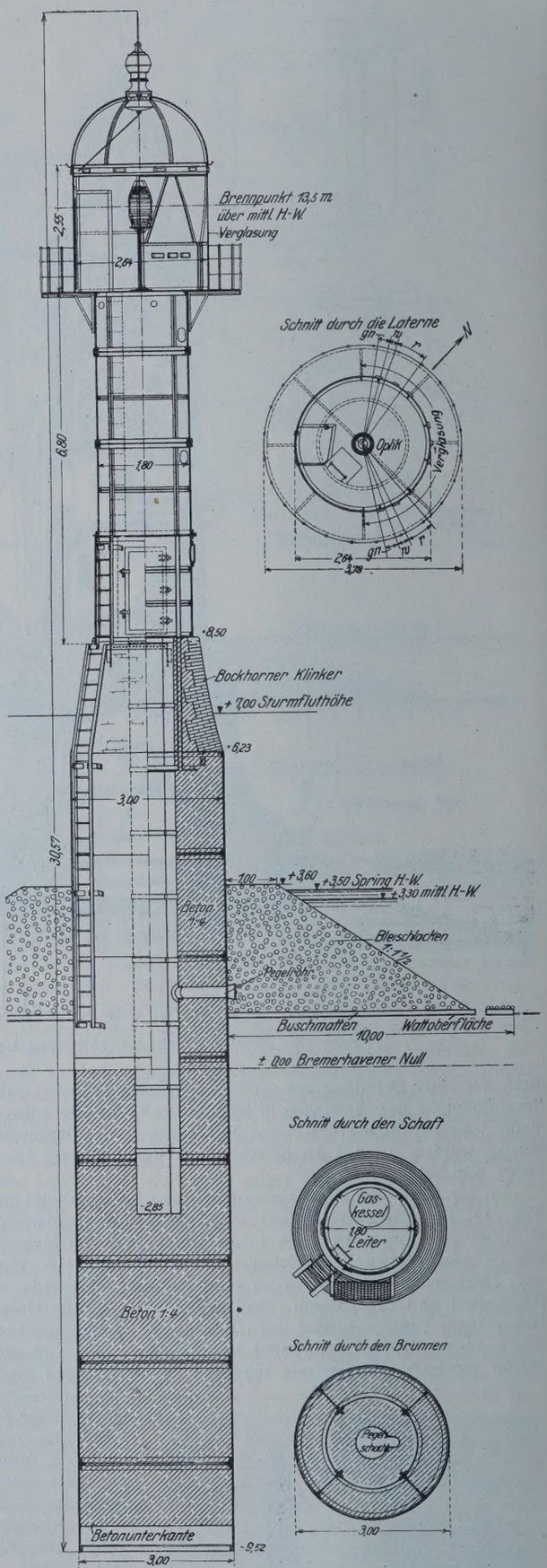


Abb. 21. Leuchtbake auf dem Langlütjen-Sande.

Beton ausgefüllt. Dabei ist ein Schacht für einen Schwimmerpegel freigelassen, der aber bisher noch nicht zur Aufstellung gekommen ist.

Die Versenkung des Brunnens geschah in der üblichen Weise durch Ausheben des Sandes mittels Greifers. Da es sich um feinen Triebsand handelte, so traten dabei gewisse

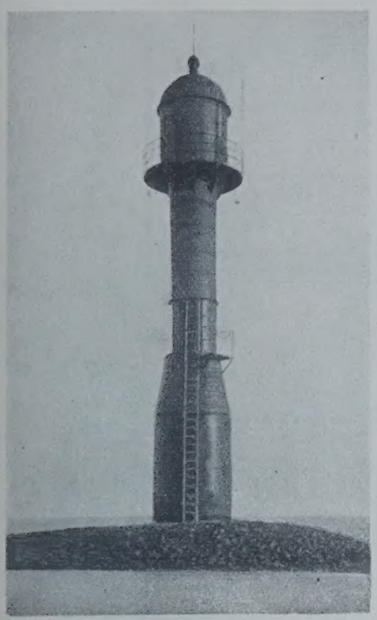


Abb. 23. Langlütjen-Leuchtbake.

Schwierigkeiten auf, indem der feine Sand im Brunnenschacht bis zu 2 m Höhe auftrieb. Dies machte sich besonders dann unangenehm bemerkbar, wenn die Arbeiten wegen Sturmes einige Zeit unterbrochen werden mußten. Gleich zu Beginn der Brunnenabsenkung trat am 24. August 1922 eine außergewöhnlich hohe Sturmflut auf, die mit ihren Wellenkämmen die Plattform des festen Baugerüstes erreichte und eine große Schwimmramme zum Sinken brachte. Die Mannschaften konnten nur mit knapper Not durch einen der großen, auf der Außenweser tätigen Seebagger gerettet werden (vergl. Abb. 22). Der Kapitän Meyer dieses Baggers zeichnete sich bei dem Rettungswerk durch Umsicht und mutige Entschlußkraft besonders aus. Nachdem er die Schiffbrüchigen von der Schwimmramme geborgen und das sinkende Gerät aus dem Fahrwasser hinausgeschoben hatte, unternahm er es auch, zwei Arbeiter zu retten, die auf dem Baugerüst zurückgeblieben waren und sich vor der Brandung schon auf das Dach der Baubude hatten flüchten müssen. Es gelang, den großen Seebagger durch die Brandung und über das Watt bis an das Baugerüst hinanzubringen, so daß die beiden Leute überspringen konnten. Im nächsten Augenblick verschwand das Gerüst in den aufgeregten Fluten, da die Rammpfähle von 35 cm Durchm. unter dem Anprall des Schiffes stumpf abbrachen. Der Sturm und die auf das Watt bei der Sturmflut hinaufsetzende starke Strömung waren so heftig, daß der Bagger mit Hilfe seiner beiden voll rückwärts laufenden Maschinen vom Watt nicht wieder freikommen konnte, sondern unter heftigem Aufstoßen auf Grund weitergetrieben wurde, bis er festgeriet. Unverzüglich wurden beim nächsten Hochwasser in der folgenden Nacht Abschleppversuche unternommen, die aber erfolglos blieben, weil der Sturm sich inzwischen gelegt hatte und nicht wieder der gleiche Hochwasserstand erreicht wurde. Nur einem glücklichen Umstande war es zu verdanken, daß der Bagger schon nach einigen Tagen wieder flott wurde, als bei umspringendem Winde die Flut wieder besonders hoch auflief.

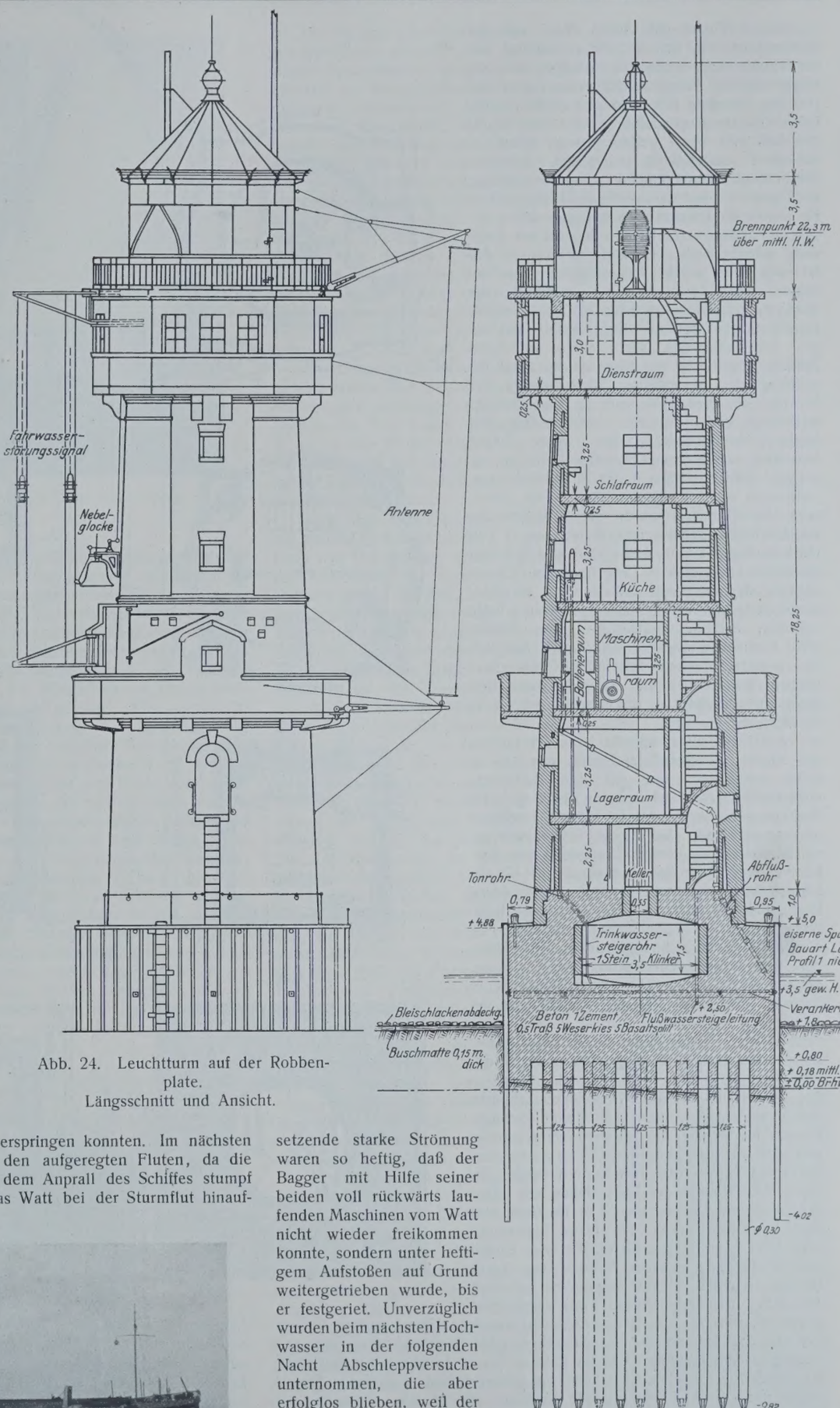


Abb. 24. Leuchtturm auf der Robbenplate.
Längsschnitt und Ansicht.

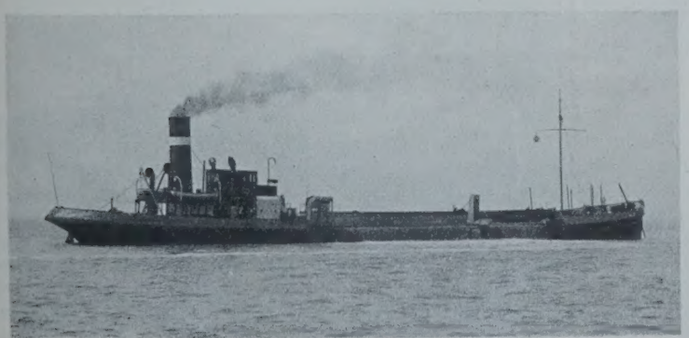
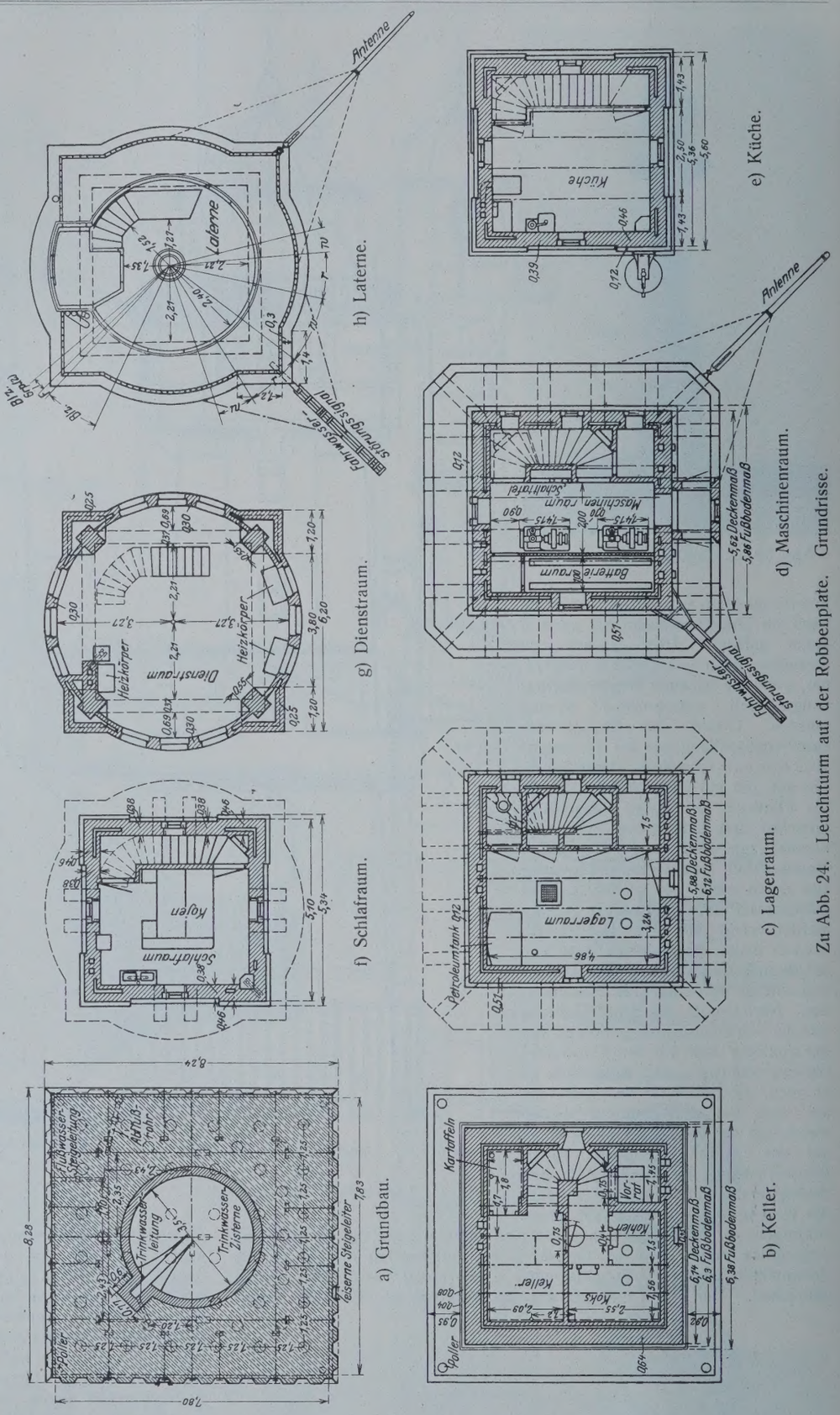


Abb. 22. Seebagger.

Dieser Vorfall gab Anlaß dazu, daß der Unternehmer die von der Bauverwaltung von vornherein vorgeschlagene Arbeitsweise einführte und die Arbeiten nicht vom festen Gerüst aus, sondern mit Hilfe von leicht beweglichen Fahrzeugen ausführte, die bei Sturm die Baustelle rasch verlassen und einen geschützten Ankerplatz aufsuchen konnten. Wesentliche Störungen oder Unterbrechungen sind weiterhin bei der Arbeit nicht eingetreten. Es wurde wohl einmal der teilweise schon abgesenkte Brunnen durch den Anprall der Brandung schiefgestellt, er konnte aber durch Anwendung von seitlich angreifenden Flaschenzügen und durch Spülung während der weiteren Absenkung wieder in die lotrechte Lage gebracht werden. Zum Schluß hat sogar eine Sturmflut noch einen günstigen Einfluß gehabt, als der Brunnen kurz vor Erreichung der planmäßigen Tiefe infolge der Reibung an der Außenwandung trotz starker Belastung und trotz der Anwendung von Spülung nicht mehr sacken wollte. Eine Sturmflut rüttelte den Brunnenschacht da so kräftig, daß er nachher sogar 77 cm tiefer eingedrungen war, als beabsichtigt. Der Innenraum des Brunnens wurde nach Aushub des eingelaufenen Sandes mit Beton aus 1 Teil Hochofenzement, 0,75 Teilen Traß und 6 Teilen Weserkies ausgefüllt. Die chemische Untersuchung der aus einem Bohrloch aus verschiedenen Tiefen entnommenen Wasserproben hatte ergeben, daß betonschädliche, freie Säuren nicht vorhanden waren. Es wurden lediglich die kennzeichnenden Bestandteile des Seewassers festgestellt, und zwar in einer Beimengung von etwa $^2/_3$ der Stärke, wie sie in der Nordsee herrscht.

Auf den Brunnenschacht ist ein massiver, mit Klinkern verblendeter Sockel von 2,27 m Höhe aufgesetzt, um mit den leichteren, eisernen Konstruktionsteilen der Bake aus dem Wellenbereich selbst der höchsten Sturmfluten herauszukommen. Auf diesen Sockel war zunächst auf einem offenen Eisengerüst eine Seelaterne von 250 mm Brennweite und 1200 Kerzen Lichtstärke ungeschützt aufgesetzt worden, deren Brennpunkt rd. 10,5 m über mittlerem Hochwasser lag. Die verschiedenen Sektoren für die Fahrwasserbezeichnung wurden durch Blenden und farbige Vorsteckscheiben an einem offenen Rahmen erreicht. Das Glühlicht der Laterne wird durch Flüssiggas (Blau-Gas) gespeist, das unter hohem Druck in leicht auswechselbaren Stahlflaschen und einem Gaskessel untergebracht ist. Schon im ersten Winter 1922/23 ergab sich mehrfach ein Versagen des Feuers, da die offenen, farbigen Scheiben bei Schneetreiben durch anfrierende Schneeflocken für längere Zeit undurchsichtig wurden und eine der Scheiben einmal auch durch eine ins Licht fliegende Ente zertrümmert wurde. Im Jahre 1924 wurde die Bake daher mit einer geschlossenen Laterne von 3 m Durchm. und einer größeren Optik mit einer Lichtstärke von 3600 Kerzen ausgerüstet, die vom Sockel aus durch einen eisernen Schacht von 1,8 m Durchm. und 6,8 m Höhe zugänglich ist (vergl. Abb. 23). Alle empfindlichen Teile liegen jetzt geschützt, und die durch das Glühlicht erzeugte Wärme genügt, um die Fenster der Laterne bei Schneetreiben oder Rauhfrost abzutauen und ständig klar zu erhalten. Um die Laterne herum ist eine schmale Galerie angebracht, um die Scheiben auch von außen putzen zu können. Gleichzeitig mit diesem Umbau wurde das Feuer um rd. 3 m erhöht, so daß der Brennpunkt jetzt rd. 13,5 m über mittlerem Hochwasser liegt und die früher beklagte Verwechslungsmöglichkeit des festen Leuchtfeuers mit den Positionslaternen großer Seedampfer stark vermindert ist.



Zu Abb. 24. Leuchtturm auf der Robbenplate. Grundrisse.

Der Leuchtturm auf der Robbenplate wurde in Angriff genommen, sobald sich im Jahre 1923 herausgestellt hatte, daß die geplante Fahrwasserrinne im Hoheweg-Übergang, zu deren Befeuerung der Leuchtturm dienen sollte, auch nach der Öffnung des Fedderwarder Armes den natürlichen Verhältnissen gut entsprach, so daß die Baustelle für den neuen Leuchtturm festgelegt werden konnte. Es war beabsichtigt, den Leuchtturm in zwei Bauabschnitten in den Jahren 1923 und 1924 herzustellen, und zwar im ersten Jahre den Grundbau und im zweiten Jahre den eigentlichen Turm (vergl. Abb. 24). Eine Bohrung und Proberammung hatten ergeben, daß der Untergrund aus feinem, etwas schlickhaltigem Sand bestand, der nicht sonderlich tragfähig war. Es wurde deshalb eine Gründung auf einem Pfahlrost vorgesehen, dessen Pfahlspitzen bis 10 m unter NW, d. h. rd. 12 m unter Wattoberfläche, hinabgetrieben werden sollten. Eine eiserne, 5,8 m tief in das Watt hineinreichende Umfassungs-

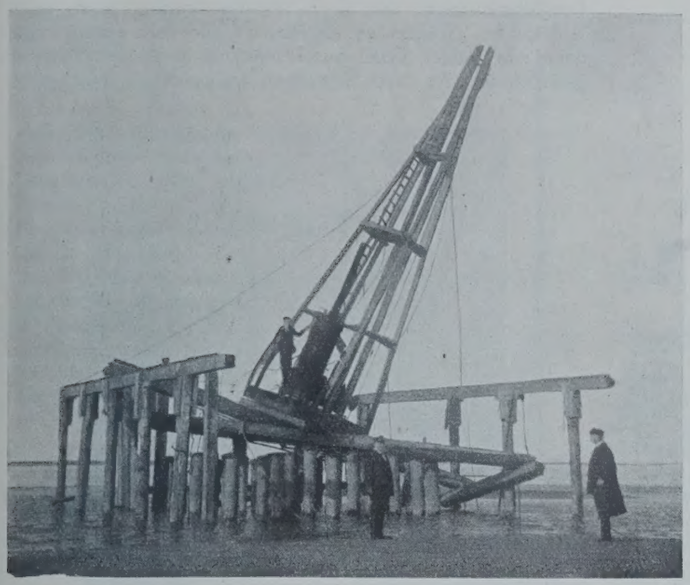


Abb. 25. Pfahlrost für den Leuchtturm auf der Robbenplate nach der Sturmflut.

spundwand sollte außerdem das Ausweichen des leicht fließenden Sandes verhüten. Die Spundwände sollten außerdem während des Baues als Abschluß der Baugrube dienen und Schutz gegen Sturmfluten mittlerer Höhe gewähren, wie sie auch im Sommer zu erwarten waren. Infolge der Sperre des Ruhrgebietes durch die französische Besatzung konnten im Sommer 1923 die in Dortmund bestellten eisernen Spundwände, System Larssen, nicht geliefert werden. Um die Bauausführung nicht zu verzögern, wurden nach der Einrammung des Pfahlrostes als Ersatz dafür hölzerne Spundbohlen für die Umfassungswand gewählt. Eine unerwartet am 30. August 1923 hereinbrechende Sturmflut von ungewöhnlicher Höhe brach den größten Teil der schon gerammten, hölzernen Spundwand dicht unter dem Boden ab, stürzte die Ramme von ihrem Gerüst (vergl. Abb. 25) und vertrieb eine große Schwimmramme, die an der Küste des Landes Wursten strandete. Damit waren die Arbeiten jäh unterbrochen, und die Vorbereitungen für ihre Wiederaufnahme würden einen solchen Zeitaufwand erfordert haben, daß die Gründungsarbeiten nicht vor dem Winter hätten beendet werden können. Es wurde daher davon abgesehen, den Grundbau noch im Jahre 1923 auszuführen, es wurde vielmehr Vorsorge getroffen, die Arbeiten im nächsten Baujahre 1924 so zu beschleunigen, daß der Grundbau und der Turm in einem Jahre fertiggestellt werden konnten. Zu diesem Zwecke wurde im Frühjahr 1924 ein Gerüst aus starken Rammpfählen hergestellt, auf dem über höchster Sturmfluthöhe eine Wohnbaracke für 20 Arbeiter und einen Techniker, sowie Lagerräume für alle erforderlichen Baustoffe eines achttägigen Bedarfs angebracht wurden (vergl. Abb. 26). Auf diese Weise wurde erreicht, daß Arbeitsunterbrechungen durch Sturmfluten kaum noch eintreten konnten.

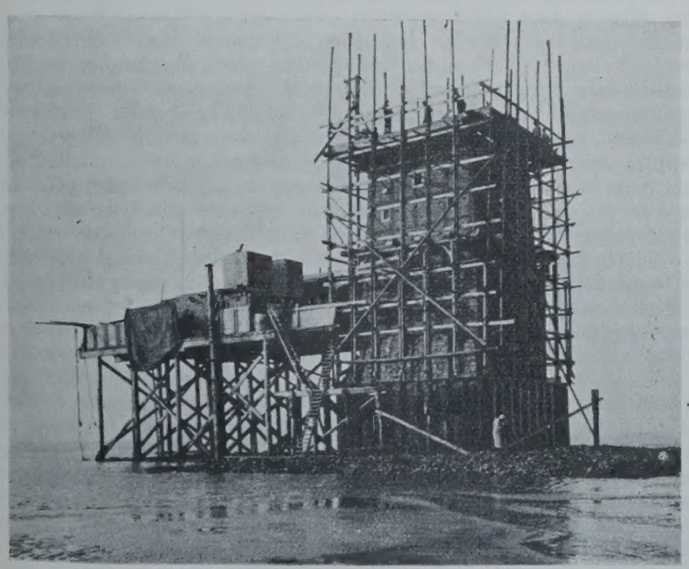


Abb. 26. Leuchtturm auf der Robbenplate während des Baues.

Da die Sperre des Ruhrgebietes im Frühjahr 1924 schon bis zu einem gewissen Grade gelockert war, so konnten jetzt für die Umfassungswände eiserne Spundbohlen bezogen und eingerammt werden. Auch sie waren während der Bauzeit mehrfach dem starken Wellenangriff bei Sturmfluten ausgesetzt, nahmen aber keinen Schaden, erforderten höchstens nachher eine neue Ausrichtung, wenn die noch nicht versteifte Wand durch den Anprall der Brandung aus der Richtung gerüttelt war. Der Pfahlrost wurde noch durch 16 weitere Pfähle ergänzt, da die für jeden Pfahl nach dem Rammergebnis der letzten Hitze festgestellte Tragfähigkeit für 36 Pfähle noch eine Überlastung durch das Gewicht des Leuchtturmes bei ungleichmäßiger Druckverteilung unter Wirkung eines schweren Sturmes von 250 kg/m² Winddruck ergeben hatte. Die Pfahlköpfe wurden so tief abgeschnitten, daß sie 1 m unter der Fäulnisgrenze liegen, die im Tidegebiet etwa in der Mitte zwischen gewöhnlichem Hoch- und Niedrigwasser anzunehmen ist. Dabei ragen die Pfähle noch weit genug in den auf ihnen ruhenden Betonblock hinein, dessen Mischungsverhältnis 1 Teil Hochofenzement, 0,5 Teile Traß und 5 Teile Weserkies und 5 Teile Basaltsplitt ist.

Der Grundriß des Grundbaues wie des Turmes ist quadratisch gewählt, da sich dabei eine bessere Raumausnutzung erzielen läßt als bei kreisrunder oder vieleckiger Grundfläche. In dem Fundamentklotz ist die Zisterne für Trinkwasser untergebracht, deren Wandungen durch Ceresit-Zusatz in der Klinkerverblendung und in dem wasserdichten Putz gegen das Eindringen von Seewasser durch den Beton hindurch gedichtet sind. In der Höhe der Spundwandoberkante läuft ein 0,95 m breiter Umgang um den Turm herum.

Über dem Unterbau erhebt sich der Turm bis 29 m Höhe über Watt mit sechs Geschossen (Keller, Lagerraum, Maschinenraum, Küche, Schlafraum und Dienstraum), zwei Umgängen und der Laterne. Die Anordnung und Ausnutzung der einzelnen Geschosse geht im übrigen zur Genüge aus den Plänen der Abb. 24 hervor. Die nur auf einer Steigleiter erreichbare, eiserne Eingangstür liegt im Lagerraum über der höchsten bekannten Sturmflut. Sie kann gegen Wellenschlag wasserdicht geschlossen werden, indem sie durch Vorreiber an eine Gummidichtung angepreßt wird. Der Turmschaft ist aus Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung hergestellt. Damit ist auf eine Versetzbarkeit des Turmes verzichtet. Ein Vergleichsentwurf für einen versetzbaren Turm aus flußeisernen Ringen von Geschoßhöhe, die miteinander verschraubt werden sollten, hatte ergeben, daß die Kosten infolge der zur Zeit der Planung sehr hohen Eisenpreise so viel höher wurden als für einen massiven Turm, daß dieser schon aus wirtschaftlichen Gründen vorzuziehen war, ganz abgesehen von den sonstigen Vorteilen, besonders des besseren Wärmeschutzes, die er bot. Die Außenwände des Turmes sind als Hohlmauerwerk mit Luftschicht hergestellt. Obgleich der für das Mauerwerk verwandte Mörtel einen Zusatz von Cerenol erhalten hat, um ihn wasserabweisend zu machen, hat sich bei schwerem Schlagregen noch ein Durchdringen von Feuchtigkeit durch das Mauerwerk ergeben, da die verwendeten Oberweserklinker (Hartbrandsteine) von Normalformat eine zu große Porosität zeigten. Durch zweimaligen Anstrich der Außenseite mit Lithurin (Hauenschild-Fluat) ist dieser Übelstand vollkommen behoben worden. Bei den Fenstern ist gleichfalls Wert auf einen dichten Schluß gelegt. Deswegen sind überall Doppelfenster vorgesehen, bei denen aber nur der Rahmen der Innenfenster aus Holz hergestellt ist, während für die Außenfenster entweder Schiffsfenster aus Messing mit Gummidichtung oder bei größeren Abmessungen Metallfenster des Systems „Rheinland“ zur Verwendung gekommen sind. Die Heizung der Wohn- und Diensträume geschieht von der Küche aus durch eine zentrale Heizanlage.

Der Turmschaft verjüngt sich aus architektonischen Gründen von unten nach oben von 6,38 m Seitenlänge am Fuß auf 5,10 m unter dem Dienstgeschoß. Dies Geschoß ist auf einer Eisenbetondecke ausgekragt und bildet gewissermaßen den Kopf des Turmes (vergl. Abb. 27). Für die Decke hat hochwertiger Zement der Zementfabrik Hemmoor Verwendung gefunden, der sich sehr gut bewährt hat. Schon nach drei Tagen besaß er eine solche Festigkeit, daß auf der Decke weitergebaut werden konnte. Die sonst bei Eisenbetondecken leicht eintretende Verzögerung des Baufortschrittes ist dadurch vermieden. Der Innenraum des Dienstgeschosses

Abb. 27. Leuchtturm auf der Robbenplate.

hat im Gegensatz zu den übrigen Räumen einen kreisförmigen Grundriß von 6,54 m Durchm. erhalten und bietet nach allen vier Seiten durch je drei große Fenster einen guten Ausblick. Die Abschlußdecke wird wieder durch eine Eisenbetonplatte gebildet, die oben durch Asphaltbelag gedichtet ist, soweit sie als Umgang um die Laterne dient. Auf der Decke ruht die Laterne von 4,8 m Durchm. und 7 m Höhe,

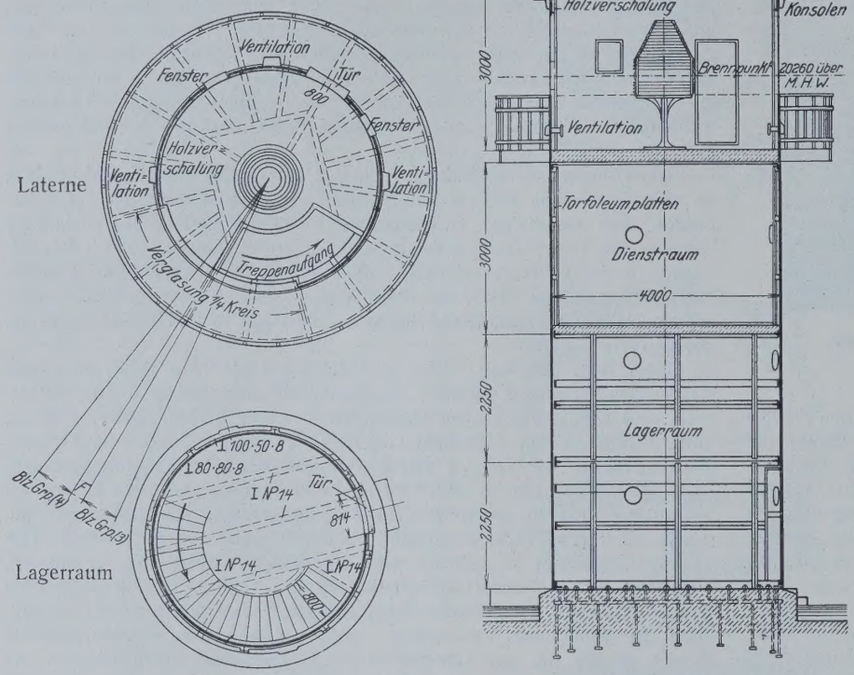


Abb. 28. Leuchtturm des Leitfeuers „Weddewarden“ auf dem Fort Brinkamahof II.

die, ebenso wie die Optik, von einem außer Betrieb gesetzten Leuchtturm abgebaut und hier wieder verwendet worden ist. Der Brennpunkt liegt 22,3 m über mittlerem Hochwasser, so daß die Höhe über dem Wasserspiegel für eine Reichweite von 14,5 Seemeilen (27,5 km) genügen würde, während der Geltungsbereich nur 7 Seemeilen (13 km) weit reicht. Die Lichtstärke des zunächst eingebauten, bei klarem Wetter für 10 Seemeilen (18,5 km) ausreichenden Petroleumglühlichtes beträgt, durch die Optik verstärkt, 9000 Kerzen, wird aber demnächst durch Einrichtung elektrischen Glühlichtes auf 93 000 Kerzen verstärkt, um es auch bei diesigem Wetter weit durchdringen zu lassen.

Der Leuchtturm dient auch als Signalstation, besonders für Fahrwasserstörungen. Anstatt einer Kabelverbindung erhält er mit einer Küstenfunkstelle drahtlose Fernsprechverbindung für Senden und Empfang mit einer Anrufwelle von 1800 m und einer Verkehrswelle von 220 m. Der Fernsprechverkehr mit dem Turm soll zunächst in Bereitschaftsstunden stattfinden. Ein Anruf durch einen drahtlos auslösbaren Wecker oder durch Lautsprecher soll ermöglicht werden, sobald die dafür gebauten Apparate sicher arbeiten. Die Antennenanlage ist seitlich vom Leuchtturm senkrecht zwischen zwei Auslegern angeordnet. An der Außenwand des Leuchtturmes ist noch eine Nebelglocke angebracht, die aber wegen der immerhin ziemlich großen Entfernung vom Fahrwasser keine große Bedeutung hat. Oben auf dem Turm ist noch ein selbstschreibender Windmesser der Wetterdienststelle in Bremen aufgestellt.

Das Leitfeuer Weddewarden konnte mit Erlaubnis der Marineleitung auf dem Fort Brinkamahof II aufgestellt werden, da dieses Fort in der Richtung des im Jahre 1924 durch Baggerungen begradigten Fahrwassers im Übergang zum Fedderwarder Arm liegt. Für die vorläufige Befeuerung wurde zunächst wieder die auf der Langlütjen Bake durch deren Umbau freigewordene Seelaterne von 1200 Kerzen Lichtstärke auf dem gleichen leichten Eisengerüst aufgestellt und bis zur Fertigstellung des neuen Leuchtturmes benutzt. Für diesen war eine besondere Gründung nicht erforderlich, da er auf die starke Betondecke des Forts aufgesetzt werden konnte (vergl. Abb. 28). Außer einem Dienstraum und einem Lagerraum brauchte der Turm keine weiteren Unterkunfträume für die Leuchtturmwärter aufzunehmen, da von der Marineleitung zuvorkommenderweise dafür ein Kasemattenraum im Fort zur Verfügung gestellt wurde. Als besondere Aufgabe war nur die Bedingung zu erfüllen, daß der Leuchtturm leicht und rasch beseitigt werden kann, wenn militärische Gründe es erfordern. Für den Turm wurde daher ein runder Schaft aus Eisenblech von 4 m Durchm. gewählt, der nur durch Schrauben am Unterbau befestigt ist.

Abb. 29. Feuerschiff „Weser“.

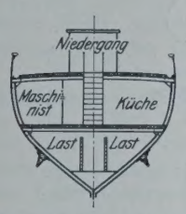
Abb. 30. Feuerschiff „Norderney“.

Nach Lösen der Schrauben kann er leicht umgelegt werden. Einen Schutz gegen das Eindringen der Kälte im Winter hat nur der Dienstraum durch Torfoleumplatten und eine innere Holzverkleidung erhalten. Die Laterne und Optik konnten wieder von einem gelöschten Leuchtturm übernommen werden. Der Brennpunkt des Feuers liegt 20,26 m über mittlerem Hochwasserspiegel. Das Feuer hat eine Lichtstärke von 17 000 Kerzen, die für den Geltungsbereich von 4 Seemeilen (7,5 km) auch bei diesigem Wetter ausreicht.

V. Die Feuerschiffe.

Schon auf alten Karten der Außerweser, z. B. von 1635, sind in der Wesermündung an bestimmten Liegeorten bremische „Ausleger- oder Orlog (= Krieg)-Schiffe“ verzeichnet, die seinerzeit allerdings vornehmlich anderen Zwecken, besonders dem Schutz der Handelsschiffe gedient haben, daneben aber zweifellos auch damals schon als wichtige Ansegelungsmarken benutzt worden sind. Der Typ der Segelschiffe hat sich bis heute bei den meisten Feuerschiffen erhalten, so auch bei den Feuerschiffen „Bremen“ und „Weser“ (Abb. 29), deren ältestes noch auf der Station „Bremen“ in Dienst befindliche Schiff aus dem Jahre 1874 stammt. Die Segel werden allerdings nur im Notfall, bei etwaigem Losreißen des Schiffes von der Verankerung, benutzt. Sonst, z. B. bei der regelmäßigen jährlichen Auswechslung von Stamm- und Reservefeuerschiff, werden sie geschleppt. Die beiden neuen Feuerschiffe, Stamm- und Reserveschiff „Norderney“, sind im Jahre 1907 als Dampfschiffe gebaut (Abb. 30), so daß diese Fahrzeuge in der Lage sind, ihre Station selbständig aufzusuchen oder zu verlassen. Der Zweck, dem sie dienen, bedingt aber auch bei ihnen eine von anderen Dampfern abweichende Form. Besonders soll ihre Gestalt und ihr leuchtend roter Anstrich sie schon auf große Entfernung bei Tag als Feuerschiff erkennen lassen, um Verwechselung mit anderen Fahrzeugen möglichst zu vermeiden. Ihre Bauart muß besonders auf schweren Seegang berechnet sein, da sie auch bei den schwersten Stürmen auf ihrer Station aushalten müssen, wo sie für die mit Sturm und See kämpfenden Schiffe als Orientierungsmarken vor der dann in schwerer Brandung liegenden Küste von besonderer Bedeutung sind. Die Feuerschiffe können nicht in die günstigste Lage zum Seegang gebracht werden, wie es Handelsschiffe vielfach bei schwerem Sturm durch „Beidrehen“ tun. Die Feuerschiffe müssen vielmehr darauf eingerichtet werden, von allen Seiten von den anrollenden Seen getroffen zu werden, da sich die Lage des vor Anker liegenden Schiffes hauptsächlich nach der Tideströmung richtet und nur in beschränktem Maße nach der Richtung des Sturmes und des Seeganges, der sie auch durch entsprechende Einstellung des Steuerruders gegen den Widerstand der Strömung nur unvollkommen angepaßt werden

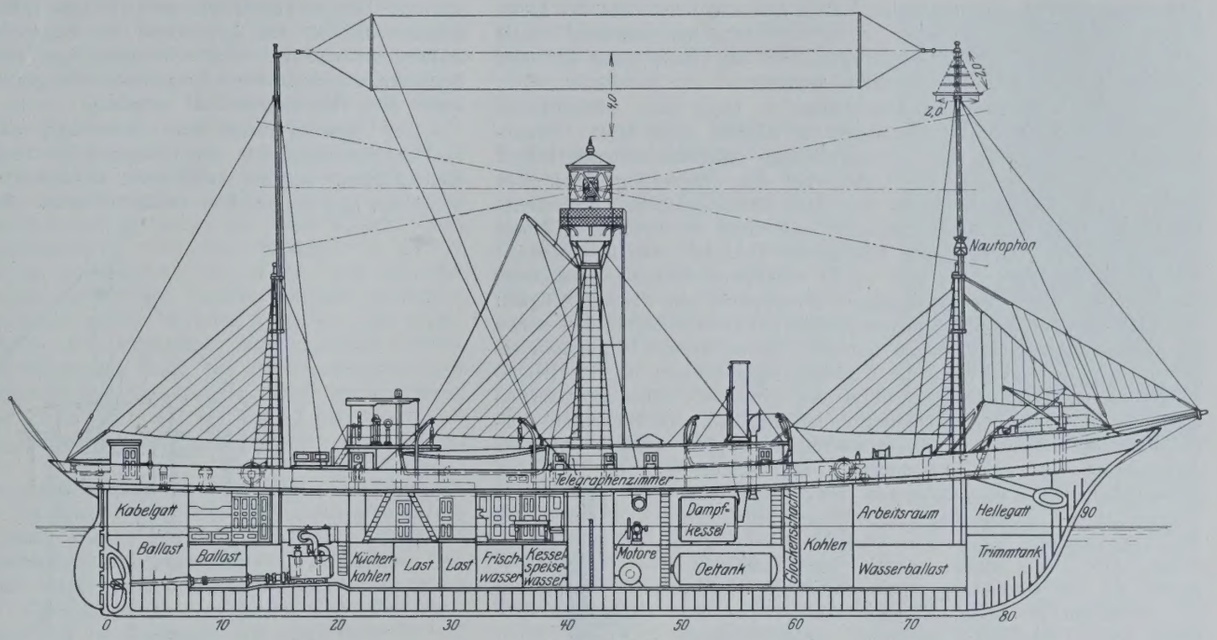
kann. Es kommt daher häufig vor, daß die Feuerschiffe „quer zur See“ liegen. Von besonderer Bedeutung sind dabei die eigene Schwingungsdauer des Feuerschiffes, die sich durch Krängungs- und Pendelversuche feststellen läßt, und die von der Wassertiefe am Liegeort abhängigen Wellenperioden. Zwischen beiden darf keine Resonanz bestehen, da die Feuerschiffe sonst



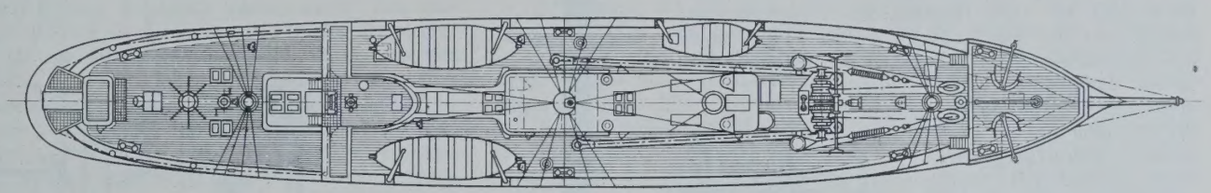
Querschnitt im Hauptspant.

sehr unruhig liegen und womöglich gar der Gefahr des Kenterns ausgesetzt werden. Besondere Maßnahmen verlangt die Verankerung der Feuerschiffe bei schwerem Sturm, da der Anprall der Wogen gegen den Bug oder die Schiffswände gewaltige, stoßweise Kräfte auf die Verankerung ausübt. Da eine starre Ankerkette diesen Beanspruchungen, deren Stöße durch das Stampfen der Feuerschiffe noch verstärkt werden, selbst bei sehr starker Ausführung nicht gewachsen sein würden, sind besondere Maßnahmen erforderlich, um Kettenbrüche und damit ein Vertreiben der Feuerschiffe von ihrer Station zu vermeiden. Die Festsetzung der Ankerketten der Feuerschiffe bei Sturm, zwecks Entlastung der Ankerwinden, geschieht daher unter Einschaltung nachgiebiger Verbindungsstücke. Hierzu werden lange Hanftau-„Vorreiter“ und Gummi- oder Federsprings verwendet, die ein gewisses elastisches Nachgeben der Verankerung bei schweren Stößen ermöglichen. Trotzdem sind bei den Außenfeuerschiffen der Weser früher noch wiederholt Kettenbrüche vorgekommen, wenn die Schiffe vor „langer“ Kette lagen, d. h. eine große Länge der Ankerkette ausgesteckt war, um durch das Gewicht der Kette eine noch festere Verankerung zu erreichen, als sie schon durch die wegen des Schwojens der Schiffe verwendeten Schirmanker gegeben wird. Bei den der Wasserstraßendirektion Bremen unterstellten Feuerschiffen ist man deswegen dazu übergegangen, die Feuerschiffe bei Sturm vor „kurze“ Kette zu legen, so daß der Halt am Grunde im wesentlichen nur durch den Anker allein bewirkt wird. Bei starken, ruckweisen Beanspruchungen der Ankerkette tritt dann ein Durchreißen des Ankers durch den Untergrund ein, d. h. eine geringe Verschiebung des Verankerungspunktes in der Richtung des Wellenstoßes. Durch dieses Nachgeben des Ankers werden die auf die Ankerkette durch schweren Seegang ausgeübten Kräfte so vermindert, daß seit Einführung dieser Maßnahme Kettenbrüche bei den Feuerschiffen überhaupt nicht mehr vorgekommen sind. Dabei ist die Abwanderung des Feuerschiffes von seinem planmäßigen Liegeplatz stets so gering geblieben, sie hat nach schweren Stürmen höchstens 500 m betragen, daß dadurch der Zweck des Feuerschiffes nicht beeinträchtigt worden ist.

Die allgemeine Einrichtung eines Feuerschiffes ist aus dem Längsschnitt und dem Decksplan des Feuerschiffes „Norderney“ in Abb. 31 ersichtlich. Außer den Unterkunfträumen für die 14 Köpfe starke Besatzung, deren Mitglieder in drei Wechselschichten geteilt, acht Wochen draußen bleiben und darauf vier Wochen Landurlaub erhalten, sind die mannigfachen Maschinenanlagen im Schiffskörper unterzubringen, die nicht nur der Fortbewegung des Schiffes, sondern besonders auch dem Betriebe des Leuchtfeuers und der Nebelsignale dienen. Die Laterne befindet sich beim Feuerschiff „Norderney“ auf einem turmartigen Aufbau mittschiffs, während bei den anderen Feuerschiffen die Lichter um die



Längsschnitt.



Decksplan.

Abb. 31. Feuerschiff „Norderney“.
Länge zwischen den Loten 46,0 m; größte Breite 8 m; Seitenhöhe 5,50 m; Tiefgang 4,30 m.

normalen Masten herum angeordnet sind. Die mit Unterwasserschallapparaten ausgerüsteten Feuerschiffe „Norderney“ und „Weser“ haben im Schiffskörper einen unten offenen Schacht, durch den die Apparate auf 4 bis 6 m unter den Schiffskiel hinabgelassen werden, damit der Schiffskörper nicht die freie Entwicklung der Schallwellen hemmt. Die schiffbaulichen Anlagen und Sonderheiten der Feuerschiffe zu besprechen, liegt nicht im Rahmen dieser Ausführungen.

VI. Die Lichtquellen und Leuchten.

Auf der Außenweser kommen verschiedenartige Lichtquellen zur Verwendung, die sich vornehmlich nach den vorhandenen Energiequellen und der Bedeutung des Feuers richten.

Dabei spielen besonders die Anforderungen eine Rolle, die man an die Tragweite der Feuer bei unsichtigem Wetter stellt. Während man sich bisher an der deutschen Küste mit einer ausreichenden Durchschlagskraft bei „dunstigem Wetter“ begnügt hatte, ist die Seezeichenabteilung des Reichsverkehrsministeriums jetzt bestrebt, sich mehr und mehr den weitgehenderen holländischen Vorschriften anzupassen, die im Durchschnitt in 90 % aller vorkommenden Sichtigkeitsverhältnisse eine genügende Tragweite des Feuers verlangen. Das bedingt eine starke Steigerung der Kerzenstärke der Leuchtfeuer, da zu der Abnahme der Helligkeit im Quadrat der Entfernung die starke Absorption des Lichtes durch Nebel hinzukommt. So vermindert sich z. B. die Tragweite eines Lichtes von 15 000 HK von 11,5 Seemeilen (21 km) bei dunstigem Wetter auf $5^3/_4$ Seemeilen (10,5 km) bei der holländischen Bewertung. Die Folge dieser höheren Anforderungen ist in vielen Fällen eine durchgreifende Änderung der bisherigen Befeuerungsanlagen, besonders der Lichtquellen. Von diesen finden folgende Arten auf der Außenweser Verwendung:

1. Petroleum für Dochtbrenner und Glühlicht,
2. Ölgas und Flüssiggas (nach dem Erfinder meist „Blau-Gas“ genannt) für hängende Glühstrümpfe,
3. elektrischer Strom für Glühlampen.

Acetylen und elektrisches Bogenlicht werden auf der Außenweser nicht angewandt.

Die Petroleum-Dochtlampen, Brenner einfachster Art, sind nur noch auf den Feuerschiffen „Bremen“ und „Weser“ in Gebrauch, werden aber auch hier im Jahre 1926 verschwinden, da sie keine genügende Helligkeit geben. Obgleich verstärkt durch Seelaternen von 250 mm Höhe, erreichen sie nur eine Helligkeit von 85 HK, außerdem ist eine Kennung in der

Feuergebung durch abwechselndes Aufleuchten und Verlöschen der Lichtquelle nicht möglich. An einer Aufzugvorrichtung um den Mast herum sind drei solcher Laternen angeordnet, so daß nach jeder Richtung mindestens zwei Lichtquellen sichtbar sind.

Für die Lichtstärke eines Leuchtfeuers ist nicht allein die absolute Kerzenstärke der Lichtquelle maßgebend, sondern auch deren Flächenhelligkeit. Eine große, aber verhältnismäßig schwachleuchtende Fläche gibt eine starke Streuung des Lichtes bei der Verstärkung durch eine Optik, da sie nach allen Seiten weit über den eigentlichen Brennpunkt hinausragt. Je näher die leuchtenden Teile dem Brennpunkte gebracht werden können, um so besser können die Strahlen scharf in bestimmte Richtungen geleitet werden und um so wirksamer wird die Verstärkung des Feuers werden. Bei eindochtigen Brennern ist die Flächenhelligkeit nur 2 HK/cm², und selbst bei mehrdochtigen Petroleumbrennern, bei denen die Dochte in mehreren Ringen um einen gemeinsamen Mittelpunkt angeordnet werden, läßt sich die Flächenhelligkeit kaum über 9 HK/cm² steigern. Eine Möglichkeit zur Erzielung größerer Flächenhelligkeit ist durch die Verwendung von Glühstrümpfen gegeben. Als Brennstoff kann bei bewachten Feuern hierfür Petroleum verwendet werden. Auf der Außenweser sind die Leuchttürme Bremerhaven, Robbenplate, Hoherweg, Rotersand, Meyerslegde und Wremertief mit Petroleumglühlicht ausgerüstet, zu dem die Apparate von Julius Pintsch, Berlin, geliefert sind. Aus einem mittels einer Handluftpumpe (*a*) mit Preßluft gefüllten Behälter (*f*) wird auf Petroleum in einem zweiten Behälter (*o*) ein Druck von 2,7 bis 3,0 at ausgeübt, der die Flüssigkeit durch kleine Röhrchen (*q*) in einen Verdampfer treibt (Abb. 32). Die Heizung des Verdampfers geschieht bei der Inbetriebsetzung des Feuers durch eine Spiritusflamme und während des Betriebes entweder durch die vom Glühlicht ausgestrahlte Wärme oder durch besondere Unterheizung, die durch abgezweigten Petroleumdampf betrieben wird. Aus dem Verdampfer tritt das verdampfte Petroleum durch den Brenner in den Glühstrumpf ein, wobei es die zur Verbrennung erforderliche Luft durch Ejektorwirkung mit sich reißt. Es können stehende und hängende Glühstrümpfe verwendet werden. Bei den großen Leuchtfeuern der Außenweser werden stehende Glühstrümpfe verwendet. Bei der Größenwahl der Glühstrümpfe ist darauf Bedacht zu nehmen, daß eine möglichst große Flächenhelligkeit erzielt wird. Versuche im Seezeichenversuchsfelde des Reichsverkehrsministeriums zu Fürstenwalde haben ergeben, daß die früher benutzten 40 · 150 mm großen Glühstrümpfe besser durch kleinere von 40 · 90 mm Größe ersetzt werden, weil sich bei den kleineren bei Verwendung von Benzol unter 2 at Druck eine Flächenhelligkeit von 24,8 HK/cm² statt 19,2 HK/cm² bei den größeren unter 2,7 at Brenndruck erzielen läßt, entsprechend einer Verstärkung des Feuers um 29 %, bei einer gleichzeitigen Verminderung des Brennstoffverbrauches von 0,388 auf 0,289 l/Std.

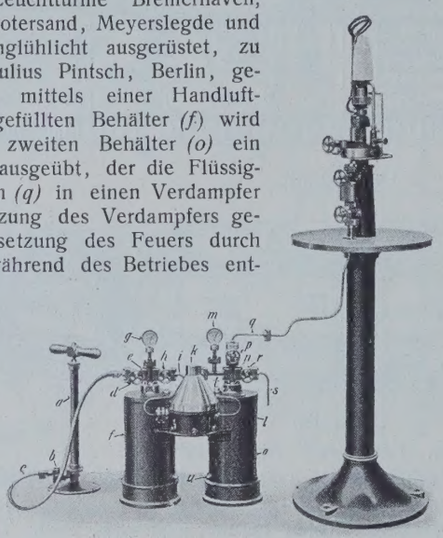


Abb. 32. Anlage für Petroleumglühlicht.

Für unbewachte Feuer wird für die Erhitzung der Glühstrümpfe Gas verwendet, und zwar kommt auf der Außenweser sowohl Ölgas (auch Fettgas genannt) als auch Flüssiggas (Blau-Gas) zur Anwendung. Das Fettgas wird in einer eigenen Gasanstalt aus Braunkohlen-Teeröl hergestellt. In zwei übereinanderliegenden, bis zur Rotglut erhitzten Retorten wird das Braunkohlen-Teeröl vergast und darauf gereinigt und verdichtet. Es spalten sich dabei die Gase, die das Ölgas zusammensetzen, von schweren Kohlenwasserstoffen ab, die unter Druck leicht flüssig werden und auch nach der Entspannung flüssig bleiben. Außerdem bleibt als Rückstand Teer übrig. Aus 100 kg Teeröl werden 50 bis 65 m³ Ölgas gewonnen. Gegenüber gewöhnlichem Kochgas hat es den Vorzug des größeren Heizwertes, 9000 bis 11 000 WE statt 4800 bis 5000 WE, und der geringeren Einbuße an Heiz- und Leuchtkraft beim Zusammenpressen bis auf 10 at. Aufbewahrt und befördert wird das Ölgas unter Druck in großen Gasbehältern, die sich auf den Tonnenhöfen und auf dem Tonnenleger (Abb. 33) bezw. dem Gastransportschiff befinden.

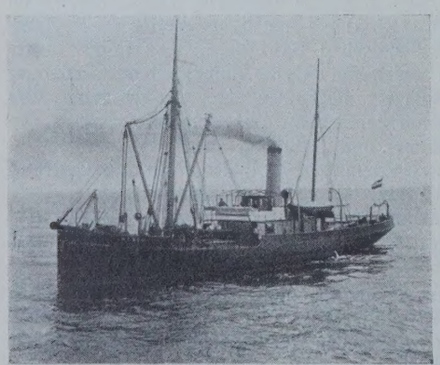


Abb. 33. Tonnenleger „Weser".

Das Ölgas ist überall dort verwendbar, wo es vom Schiff aus durch eine Schlauchleitung in den Gaskessel des Leuchtfeuers hinübergedrückt werden kann. Auf der Außenweser werden alle Leuchttonnen mit Ölgas betrieben, das bis auf 9 at verdichtet wird. Bei festen Feuern wird es

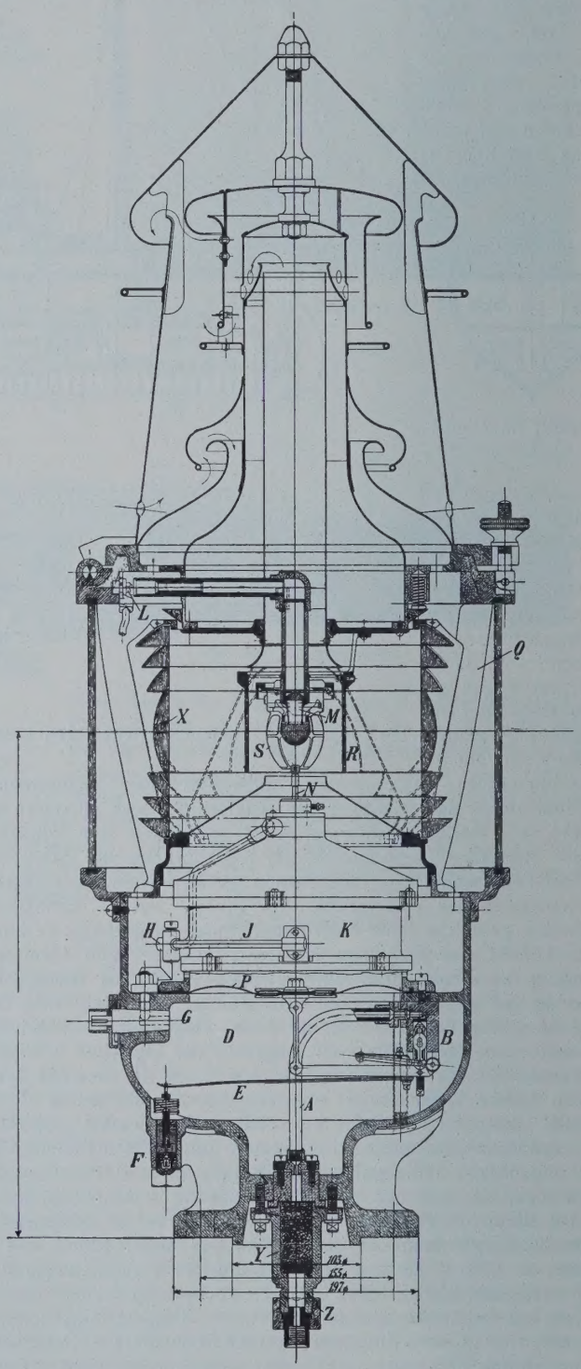


Abb. 34. Normale Seelaterne von 100 mm Brennweite.

auf der Außenweser nur in einem Falle, bei der Leuchtbake an der Robbenplate benutzt. Die zweite, unbewachte Leuchtbake der Außenweser, die auf dem Langlütjen-Sande steht, ist für den Tonnenleger nicht erreichbar. Für diese, sowie für die Reservelichtquellen der Leuchttürme Brinkamahof und Weddewarden und die neue Lichtanlage des Feuerschiffes „Bremen" kommt statt des Ölgases Flüssiggas zur Anwendung, da dieses sich, wie der Name schon andeutet, unter hohem Druck verflüssigt in konzentrierterer Form und daher in handlichen Stahlflaschen befördern läßt. Es wird aus dem Ölgas dadurch gewonnen, daß zunächst durch eine Vorpressung auf 17 bis 20 at, die leicht durch Druck zu verflüssigenden Bestandteile des Ölgases abgeschieden werden und darauf durch eine Verdichtung auf etwa 100 at das eigentliche Flüssiggas von den per-

manenten Gasen (Wasserstoff und Methan) abgesondert wird. Bei der Verflüssigung geht das Volumen auf etwa $^1/_{400}$ der Ausdehnung des ungepreßten Gases zurück. Die Flüssigkeit absorbiert dabei ohne wesentliche Volumenzunahme noch größere Mengen der permanenten Gase, und so erhält man ein besonders ergiebiges, verflüssigtes Gas mit einem Heizwert von 14 000 WE und einem spezifischen Gewicht von 0,51 (bezogen auf Wasser). Eine Flüssigkeitsmenge von 1 kg unter 100 at Druck ergibt eine Gasausbeute von etwa 650 l unter atmosphärischem Druck. Für die Befeuerung der Außenweser wird das Flüssiggas von der Gasanstalt auf der Reichswerft Rendsburg-Saatsee am Kaiser-Wilhelm-Kanal bezogen. An der Verwendungstelle wird das Flüssiggas in größere Behälter übergefüllt und auf einen Druck von 12 bis 15 at gebracht, wobei es schon wieder in den gasförmigen Zustand übergeht, so daß es zum Brenner in gleicher Weise geführt werden kann wie das Ölgas. Durch das vorherige Abfüllen des Flüssiggases soll verhindert werden, daß bei unmittelbarer Überleitung des Gases aus den Stahlflaschen zum Brenner die Verdunstungskälte zu Vereisungen Anlaß geben kann. Außerdem scheiden sich bei der Entspannung auf 12 bis 15 at noch wieder flüssig bleibende Kohlenwasserstoffe ab, die aus dem Kessel abgelassen werden können.

Beide Gasarten werden auf der Außenweser ausschließlich für hängende Glühstrümpfe verwendet. Als Beispiel möge hier eine normale Seelaterne der Julius Pintsch A.-G. dienen, wie sie auf den Leuchttonnen verwendet wird (Abb. 34). Vom Anschluß an den Gasbehälter (*Z*) gelangt das Gas durch eine Leitung (*A*) und das Druckminderungsventil (*B*) in den durch eine Ledermembrane (*P*) abgeschlossenen Reglerraum (*D*). Der hohe Gasdruck wird unter Einwirkung der Membrane und einer Blattfeder (*E*) auf den gewünschten Brenndruck (400 bis 1500 mm Wassersäule) gebracht, der mittels einer Schraube (*F*) genau eingestellt werden kann. Aus dem Regler gelangt das Gas durch einen Absperrhahn (*G*), ein Regelungsstück (*H*) und eine Rohrleitung (*J*) zum Blinklichtapparat (*K*), durch den das Feuer seine Kennung erhält, und von dort zur Brennerdüse (*L*). Hier mischt sich das ausströmende Gas mit der angesaugten Luft, so daß es unter den kleinen Öffnungen des Porzellan-Brennermundstückes (*M*) verbrennen und den hängenden Glühstrumpf erhitzen kann. Die mit Gas erzielbare Flächenhelligkeit beträgt beim hängenden Glühstrumpf je nach Brenndruck 30 bis 50 HK/cm².

Als letzte auf der Außenweser zur Verwendung kommende Lichtquelle ist noch die elektrische Glühlampe zu erwähnen, die entweder an das Netz städtischer Elektrizitätswerke bezw. der Überlandzentrale angeschlossen wird, oder die durch besondere eigene Stromerzeugungsanlagen gespeist wird. Beim Anschluß an Überlandzentralen, wie bei den Leuchttürmen Brinkamahof und Weddewarden, ist wegen der Unsicherheit der Stromlieferung ein durch Blau-Gas betriebenes Reserveglühlicht angeordnet (Abb. 35), das beim Aussetzen des elektrischen Stromes selbsttätig in den Brennpunkt gerückt und durch eine während des Leuchtfeuerbetriebes dauernd brennende Zündflamme entzündet wird, wobei gleichzeitig eine Alarmvorrichtung in Tätigkeit tritt, um den Wärter auf die Umschaltung aufmerksam zu machen. Eigene Stromerzeuger werden zur Erzielung der erforderlichen Sicherheit in zwei gleichen Sätzen aufgestellt und außerdem mit einer Akkumulatoren-Batterie verbunden. Zum Antriebe der Dynamomaschinen dienen kleine Dieselmotoren. Außer dem Leuchtturm auf der Robbenplate erhalten die Feuerschiffe „Norderney“ und „Weser“ derartige Anlagen, die außer zu Beleuchtungszwecken auch die Kraft für Funkentelegraphie, Luft- und Wasserschallsignale liefert. Als Lichtquelle werden gasgefüllte Halbwatt-Glühbirnen besonderer Bauart verwendet, bei denen die Leuchtkraft durch eine enge Anordnung der Metallfäden auf einen möglichst kleinen Raum zusammengefaßt wird (Abb. 36). Es ist dadurch z. B. möglich, bei einer Osram-Nitra-Lampe von 750 Watt bei 110 V und einer Lichtstärke von 1260 HK ohne Optik eine Flächenhelligkeit von 225 HK/cm² zu erzielen, gegen höchstens 50 HK/cm² beim Glühstrumpf, und dadurch eine starke Steigerung der Feuerintensität zu erreichen.

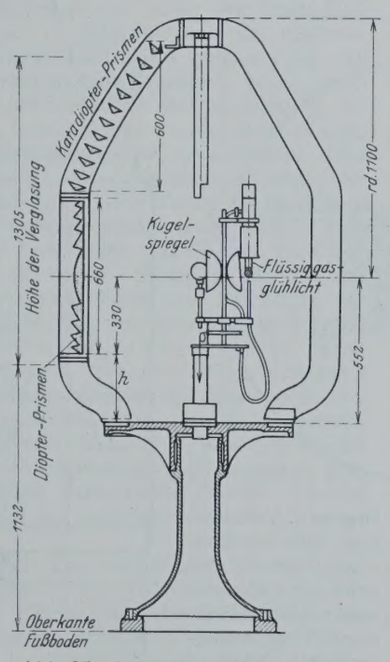


Abb. 35. Leuchte des Brinkamahof-Leuchtturmes mit Gürtellinse und selbsttätiger Umschaltung von elektrischem Glühlicht auf Flüssiggas-Glühlicht bei Aussetzen des elektrischen Stromes.

Die erreichbare Steigerung der Helligkeit der Lichtquellen allein reicht nicht aus, um die Leuchtfeuer auf große Entfernungen hinreichend sichtbar zu machen. Die Durchschlagskraft des Leuchtfeuers wird dadurch gewaltig erhöht, daß die Strahlen der Lichtquelle durch eine Optik in bestimmten Richtungen möglichst vollkommen zusammengefaßt werden. Je nach der Zweckbestimmung sind auf der Außenweser verschiedene Anordnungen zur Ausführung gekommen. Gemeinsam ist diesen allen das Bestreben, die Lichtstrahlen in wagerechter Richtung auszusenden, da der Abstand der Schiffe von der Lichtquelle im Geltungsbereich eines Feuers stets so groß ist, daß die Verbindungslinie vom Beobachter zum Leuchtfeuer annähernd wagerecht verläuft. Die durch die Höhe der Glühkörper bedingte Streuung der Optik schafft einen für alle vorkommenden Fälle ausreichenden Lichtwinkel.

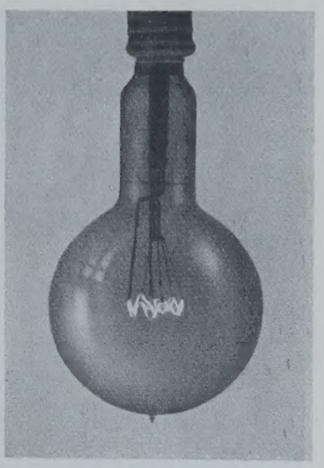


Abb. 36. Gasgefüllte Halbwatt-Glühbirne von 2000 Watt für das Leuchtfeuer des Leuchtschiffes „Norderney“.

Bei Feuern, die nur nach einer Richtung zu scheinen brauchen und bei denen keine scharfe seitliche Begrenzung des ausgesandten Lichtkegels notwendig ist, wie z. B. bei Richtfeuern, wird die Verstärkung des Lichtes durch Parabol- oder Sphäroidspiegel erreicht, die hinter der Lichtquelle aufgestellt sind. Eine derartige Optik haben z. B. die beiden Leuchttürme der Bremerhavener Richtfeuerlinie (Abb. 37). Das Petroleumglühlicht des Oberfeuers, das unverstärkt 782 HK hat, sendet mittels eines Sphäroidspiegels von 300 mm Brennweite und 550 mm Durchm. einen weißen Lichtkegel von 70 000 HK weserabwärts. Der Spiegel des Unterfeuers ist noch größer, mit 450 mm Brennweite und 840 mm Durchm. Da sein Licht aber durch ein rotes Lichtfilter gedämpft wird, erreicht es nicht die Helligkeit des Oberfeuers.

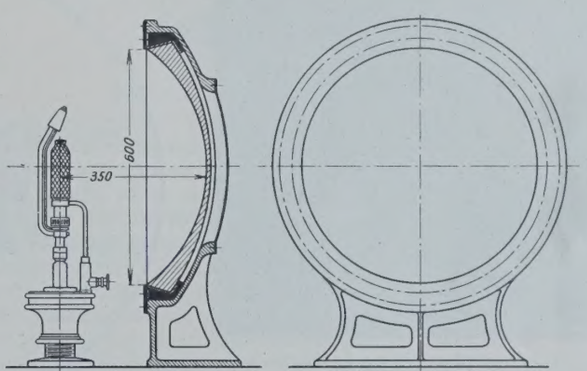


Abb. 37. Leuchte des Bremerhavener Leuchtturms mit Sphäroidspiegel.

Leuchtfeuer, die nach allen Richtungen sichtbar sein müssen, wie z. B. Leuchttonnen, oder die einen großen Ausschnitt des Horizontes bescheinen und scharfe Lichtgrenzen haben müssen, wie z. B. Leitsektoren, Warnungssektoren und Quermarkenfeuern, sind auf der Außenweser durchweg mit Fresnelschen Gürtellinsen ausgerüstet (Abb. 35, 38 u. 39). Die größte derartige Optik auf der Außenweser besitzt der Hoheweg-Leuchtturm mit 705 mm Brennweite, 1450 mm äußerem Durchm. und 2140 mm Höhe, die dabei über volle 360° ausgedehnt ist und außer der ringförmigen Nullinse, 12 volle Diopterringe und 17 Katadioptersegmente von 240° besitzt. Durch die Nullinse und die Diopterringe werden die von dem Petroleumglühlicht ausgehenden Lichtstrahlen durch Brechung in die wagerechte Richtung gelenkt. Bei den Katadioptersegmenten findet eine totale Reflexion der eintretenden Lichtstrahlen an der Rückenfläche der Prismen derart statt, daß auch hier die abgelenkten Strahlen in wagerechter Richtung austreten. Nach außen erscheint die Lichtquelle dadurch als ein langgezogener Streifen von der Breite des Glühkörpers und der Höhe der Optik. Bei einer bekannten Optik von der Höhe h und dem Wirkungsgrade η läßt sich nach der Breite b und der Flächenhelligkeit i der Lichtquelle die von der Optik ausgestrahlte Lichtstärke J durch folgende einfache Formel bestimmen: $J = \eta \cdot b \cdot i \cdot h$. Bei der Optik des Hoheweg-Leuchtturmes werden auf diese Weise die Strahlen eines Lichtwinkels von 129° zusammengefaßt. Die Ringe der Gürtellinsen

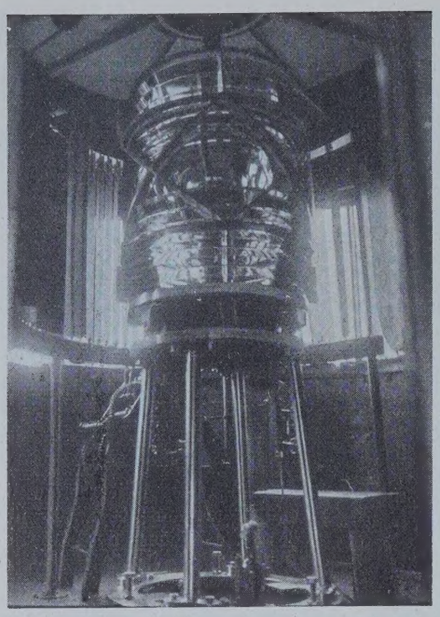


Abb. 38. Gürtellinse eines Leuchtfeuers, geschlossen, dahinter Otterscher Blendenapparat.

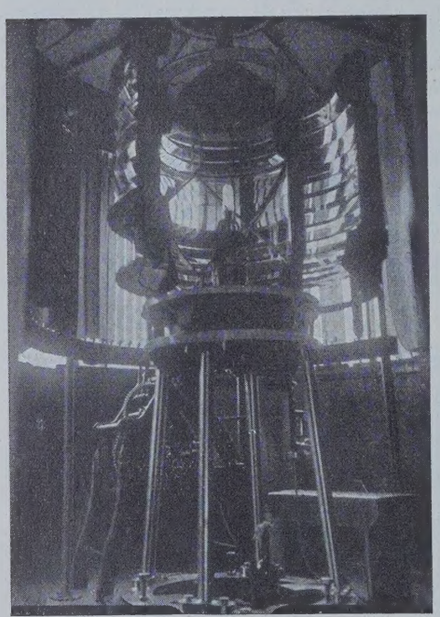
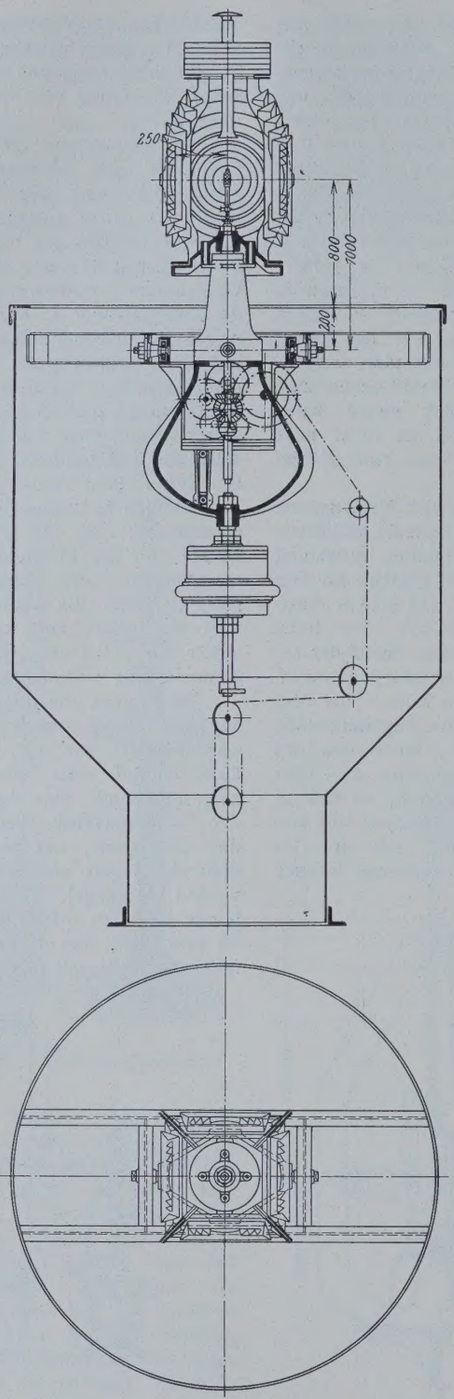


Abb. 39. Gürtellinse eines Leuchtfeuers, geöffnet, mit Petroleumglühlicht.



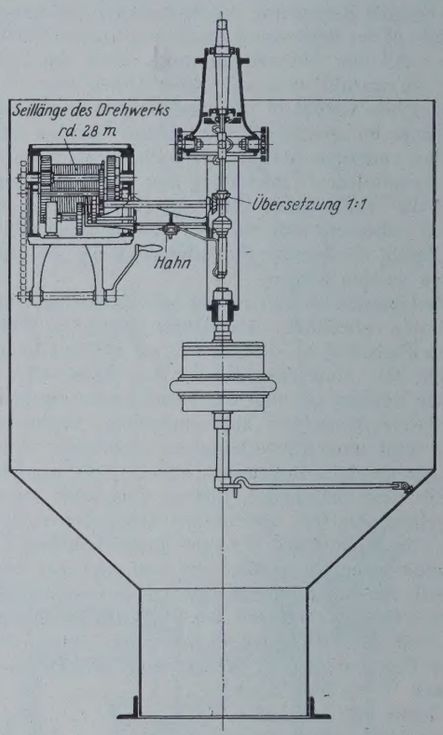


Abb. 41. Drehfeuer des Stammfeuerschiffes „Norderney“ mit Scheinwerferlinsen.

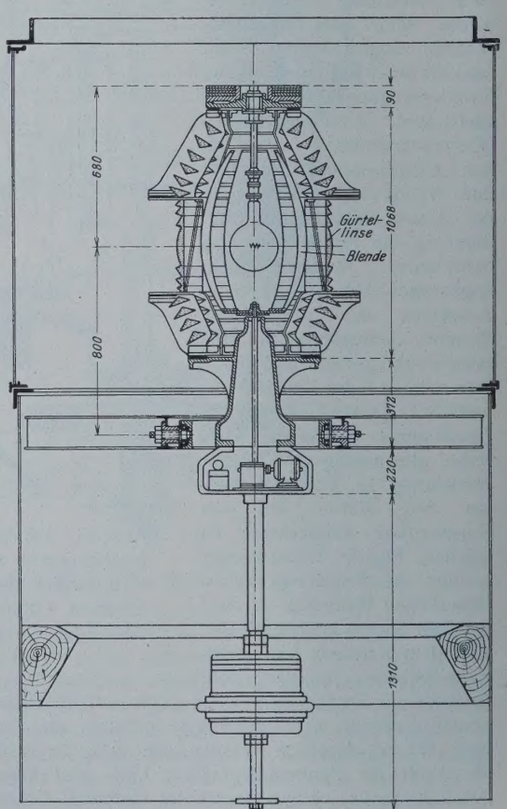


Abb. 40. Drehfeuer des Reservefeuerschiffes „Norderney“ mit Gürtellinse und sich drehender Blende.

werden aus einer Reihe von Segmenten zusammengesetzt, die zum Teil zum Öffnen eingerichtet sind, so daß man leicht in das Innere der Optik zur Lichtquelle gelangen kann (Abb. 39).

Soll das Feuer nur nach bestimmten Richtungen und nicht über den ganzen Horizont scheinen, so werden entsprechende Segmente der Gürtellinse aufgestellt. Liegen die auszusendenden Strahlen in einem verhältnismäßig schmalen Felde zusammen, oder muß die Lichtintensität nach einer bestimmten Richtung besonders stark sein, so werden die rückwärtigen Lichtstrahlen durch Reflexion mit nutzbar gemacht. Hierfür kamen früher an zwei Flächen der Rückseite total reflektierende Prismenringe zur Anwendung. Neuerdings benutzt man dafür kleine, unmittelbar hinter der Lichtquelle aufgestellte Kugelspiegel (Abb. 35), die eine Steigerung der Lichtstärke von 30 % bei Gasglühlicht und 50 % bei elektrischem Glühlicht bringen.

Die Kennung der verschiedenen von einer Gürtellinse ausgehenden Sektoren wird entweder durch farbige Vorsteckscheiben oder durch Ottersche Blenden erzielt. Diese Blenden werden aus lotrecht stehenden, schmalen Blechstreifen gebildet, die sich um eine Längsachse drehen können. Sie sind gruppenweise zwangläufig miteinander verbunden und werden durch ein kräftiges Uhrwerk abwechselnd geöffnet und geschlossen. Je eine Nockenscheibe gibt jeder Gruppe ihren besonderen Takt, so daß das Licht nach außen die gewollte Kennung als Blitzfeuer (kurzer Schein und längere Verdunkelung) oder als Blinkfeuer (längeres Aufleuchten) oder als unterbrochenes Feuer (kurze Unterbrechungen des Scheines) erhält.

Bei dem Reservefeuerschiff „Norderney“ findet eine Gürtellinse von 300 mm Brennweite auch für ein „Drehfeuer“ Verwendung, d. h. für ein Feuer, das ein oder mehrere Lichtbündel von 68000 HK aussendet, die in kreisender Bewegung den ganzen Horizont bestreichen.

Für den Beobachter leuchtet das Feuer dadurch in bestimmten Zeitabständen auf und verschwindet wieder. Durch verschiedene Anzahl und Dauer des Scheines und der Verdunkelung lassen sich eine ganze Reihe gut voneinander zu unterscheidender Feuerkennungen erzielen. Bei der Gürtellinse des Reservefeuerschiffes „Norderney" kreist im Innern der Optik eine mit Längsschlitzen versehene Blende um die Lichtquelle, die ihre Strahlen nur durch die Schlitze hinaussenden kann (Abb. 40). Durch Veränderung der Blende kann die Kennung des Feuers leicht abgeändert werden, z. B. von drei kurzen Blitzen und einer langen Verdunkelung, d. h. der Kennung für Station „Norderney", auf einen langen Schein und eine kurze Verdunkelung, d. h. die Kennung für die Station „Elbe I". Dadurch ist es möglich geworden, daß das Reservefeuerschiff „Norderney" gleichzeitig als Reserveschiff für das äußerste Elbefeuerschiff dienen kann. Wegen der Bewegungen des Feuerschiffes muß die Optik kardanisch aufgehängt werden.

Das Stammfeuerschiff „Norderney" hat die sonst für Drehfeuer übliche Optik mit Scheinwerferlinsen von 250 mm Brennweite, wobei sich das ganze kardanisch aufgehängte Linsensystem um die Lichtquelle, eine 2000-Watt-Glühlampe, dreht (Abb. 41). In vier senkrechten Ebenen sind um eine normale Linse, die sogenannte Nullinse, konzentrische Prismenkreise angeordnet, und zwar drei volle Kreise für Brechung (Diopterprismen), an die sich unten drei und oben fünf Kreisausschnitte für totale Reflexion (Katadiopterprismen) anschließen. Eine der vier Linsenebenen wird abgeblendet, und so entsteht durch die nach drei Seiten eines Quadrates ausgesandten Lichtkegel die typische Kennung der Station „Norderney". Die Anordnung von Scheinwerferlinsen hat vor der Gürtellinse mit sich drehender Blende den großen Vorteil, daß dadurch die Lichtstrahlen nicht allein in einer wagerechten Ebene zusammengefaßt werden, sondern für jeden Quadranten in einem einzigen Lichtbündel. Dadurch steigert sich die Helligkeit des Feuers bei gleicher Kerzenstärke der Lichtquelle noch bedeutend. Genaue Messungen liegen dafür zurzeit noch nicht vor, da die Ausrüstung erst im Jahre 1926 durchgeführt wird.

VII. Die Nebelsignalanlagen.

Bei dichtem Nebel versagen alle optischen Hilfsmittel zur Kennzeichnung des Fahrwassers, da dann selbst starke Lichtwirkungen schon auf verhältnismäßig kurzen Strecken aufgezehrt werden. Als Hilfsmittel zur Navigierung bei unsichtigem Wetter dienen schon seit langer Zeit akustische Zeichen, nach denen aber in früheren Jahren nur eine sehr unsichere Führung eines Schiffes möglich war, bis es gelungen ist, den Standort der Schallquelle nach Richtung und Entfernung genau durch Beobachtungen festzulegen. Die Unsicherheit in der Abschätzung der Richtung, aus der ein Ton durch die Luft vordringt, ist allgemein bekannt. Noch schwieriger ist die Abstandsbestimmung, da die Lautstärke dafür auf See keinen Anhalt zu geben vermag. Das Schalleitungsvermögen der Luft wechselt sehr stark und ist besonders von der Wärme und Schichtung der Luft abhängig. Besonders ist aber die Tragweite des Schalles je nach der Stellung zur Windrichtung sehr verschieden. Kommt es doch vor, daß laute Schallsignale gegen Wind oft erst in 1 Seemeile (1,85 km) oder noch geringerem Abstand gehört werden, während sie gleichzeitig mit Wind bis auf 8 bis 10 Seemeilen (15 bis 18,5 km) durchdringen, während die mittlere Hörweite 3 bis 4 Seemeilen (5,5 bis 7,5 km) beträgt. Wenn auch vielleicht die Möglichkeit besteht, durch besondere Horchvorrichtungen auf dem Beobachtungsstande die Richtungsbestimmung bedeutend zu verbessern, so genügen die Luftschallsignale allein doch nicht für Feuerschiffe auf hoher See, wie z. B. „Norderney" und „Weser". In Revieren, wo die Entfernungen zwischen den einzelnen Signalanlagen nicht besonders groß sind, leisten sie dagegen allein schon ausreichende Dienste, um der Schiffsleitung einen genügenden Anhalt zur Orientierung über den Standort des Schiffes zu geben.

Die Nebelsignale sollen gegeben werden, sobald die Sichtweite unter ein bestimmtes Maß sinkt, Luftsignale z. B. bei der Beschränkung der Sicht auf 3 Seemeilen (5,5 km). Bei Feuerschiffen, die in Sichtweite von anderen festen Objekten oder verankerten Schiffen, z. B. anderen Feuerschiffen, liegen, ist die Bestimmung des Sichtigkeitsgrades verhältnismäßig leicht. An dem Außersichtkommen bestimmter Objekte, deren Entfernung bekannt ist, vermag die Feuerschiffsbesatzung die jeweilige Sichtweite meist genau zu beurteilen. Schwerer ist dies bei den auf offener See liegenden Feuerschiffen, z. B. „Norderney". Die verwendeten Sichtmesser von Wigand haben hier befriedigende Ergebnisse nicht geliefert. Die Kapitäne der Feuerschiffe bestimmen in diesen Fällen die Sichtigkeit auf Grund langer Erfahrung nach dem Auftauchen und Verschwinden vorüberfahrender Fahrzeuge im Nebel.

Von den Feuerschiffen werden Luftschallsignale durch Nebelhörner oder Sirenen, die durch Preßluft oder Dampf betätigt werden, und durch elektrisch angetriebene Luftmembransender, sogenannte Nautophone, gegeben. Mit jenen werden langgezogene, heulende Töne ausgestoßen, die sich durch Modulationen des Tones von den Pfeifen anderer Fahrzeuge deutlich unterscheiden und durch Wiederkehr in bestimmten Tongruppen die der Station eigene Kennung aufweisen. Die Außenfeuerschiffe „Weser" und „Norderney" erhalten statt der Sirenen Nautophone (vergl. Abb. 42), weil die durch einen Elektromagneten in Schwingung versetzte Membran sehr laute Töne von bestimmter Höhe (525 Schwingungen in der Sekunde) erregt, die auf beträchtlich größere Entfernung, im Mittel 4 bis 4,5 Seemeilen (7,5 bis 8,5 km), hörbar sind wie Sirenenlaute. Da die Töne des Nautophons sehr scharf an- und absetzen, so wird es möglich, den Luftnebelsignalen Morsekennung zu geben, so daß jede Station durch Buchstaben des Morsealphabetes bezeichnet werden kann, z. B. „Norderney" durch N. N. — - — - und „Weser" durch P - — — -.

Von Bedeutung ist dies besonders für das Zusammenwirken mit Unterwassersignalen, auf das noch einzugehen sein wird. Von den auf Station ausliegenden Feuerschiffen werden außerdem in den Pausen der Sirenensignale Zeichen von Hand mit der Schiffsglocke gegeben, die von den Warnungssignalen vor Anker liegender Fahrzeuge durch besondere Kennung (Gruppenschläge) unterschieden werden. Nebelglocken sind ferner auf den Leuchttürmen angebracht. Sie werden durch Uhrwerke betätigt, wobei die Anzahl der in Gruppen aufeinander folgenden Schläge die Kennung für den jeweiligen Turm bildet. Auch eine Reihe von Fahrwassertonnen ist mit kleinen Glocken ausgerüstet, die anschlagen, wenn die Tonne sich auf den Wellen hin- und her bewegt. Der Seegang wird bei Tonnen auch zur Auslösung heulender Töne ausgenutzt, wobei durch das abwechselnde Ein- und Austauchen der Heultonne die Luft eines Hohlraumes durch eine Pfeife ausgestoßen oder angesogen wird. Eine vorhandene Tonne dieser Art wird auf der Weser nicht betätigt, um nicht zu Verwechslungen mit benachbarten Heultonnen Anlaß zu geben.

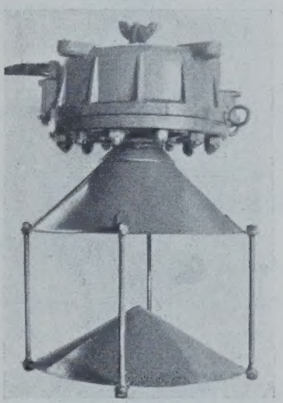


Abb. 42. Feuerschiffs-Nautophon.

Ein viel besserer Schallträger als die Luft ist das Wasser. Es ist nicht nur die Fortschrittsgeschwindigkeit im Wasser mit durchschnittlich 1440 m/Sek. größer als in der Luft mit 330 m/Sek., sondern das Wasser trägt den Schall auch bedeutend weiter. Die von den Feuerschiffen ausgegebenen Wasserschallsignale sind deswegen für die Schiffahrt von außerordentlich großer Bedeutung, besonders weil es möglich ist, mit Horchvorrichtungen, deren Empfänger in der Bordwand auf beiden Seiten des Schiffes nahe dem Steven möglichst 3 m oder mehr unter der Wasseroberfläche und deren Hörer als Mikrophone in einer Zelle auf der Kommandobrücke angebracht sind, das Fahrzeug genau auf die Schallquelle einzusteuern. Da der Empfänger, der auf der dem sendenden Feuerschiff abgekehrten Seite, d. h. im Schallschatten des eigenen Schiffskörpers, liegt, einen schwächeren Ton wiedergibt als der zweite, der Schallquelle zugekehrte Horcher, so kann durch Kursänderung erreicht werden, daß der Ton von beiden Seiten gleich laut gehört wird, wenn nämlich der Bug des Schiffes annähernd genau auf den Schallsender gerichtet ist. Die Hörweite der Wasserschallsignale ist sehr verschieden, sie ist nicht nur abhängig von der Stärke der ausgesandten Schallwellen und der Empfindlichkeit der Empfänger, sondern wechselt sehr stark mit der Temperatur und Wärmeschichtung des Wassers. Im allgemeinen ist die Tragweite im Winter bedeutend größer als im Sommer. Infolge von Erscheinungen, die noch nicht völlig aufgeklärt sind, die aber wahrscheinlich mit Reflex- und Brechungserscheinungen in den verschieden erwärmten Wasserschichten am Grunde und an der Oberfläche und mit Schallschatten hinter Sänden zusammenhängen, kommt es häufig vor, daß die Unterwassersignale in verhältnismäßig geringen Entfernungen, z. B. 2 bis 3 Seemeilen (3,7 bis 5,5 km), von vorüberfahrenden Schiffen nicht wahrgenommen werden, während sie gleichzeitig in viel größeren Entfernungen, z. B. 10 Seemeilen (18,5 km), und darüber von anderen Beobachtern deutlich gehört werden. Das Nichthören aus geringen Entfernungen gibt häufig zu Klagen der Schiffahrt Anlaß, da die Schiffsleitung in solchen Fällen annimmt, daß die Abgabe der Unterwassernebelsignale versäumt worden ist. Den Feuerschiffsbesatzungen ist vorgeschrieben, bei der Beschränkung der Sichtweite durch Dunst und Nebel auf 5 Seemeilen

($9^1/_4$ km) mit dem Unterwassersenden zu beginnen. Die Nachprüfung der Tagebücher aus Anlaß von Beschwerden hat bei den Feuerschiffen der Wasserstraßendirektion Bremen noch stets ergeben, daß die Feuerschiffsbesatzungen ihre Pflicht voll erfüllt hatten, daß daher das Nichthören der Signale auf ein ungünstiges Verhalten der Schallwellen im Wasser zurückgeführt werden mußte. Das beste Mittel, den beobachteten Mängeln der Unterwasserschallsignale zu begegnen, ist, die unter Wasser ausgesandten Schallenergien möglichst groß und die Zeichen möglichst gut wahrnehmbar zu machen.

Die bisherige Ausrüstung der Feuerschiffe „Weser" und „Norderney" für diese Zwecke bestand in Unterwasserglocken (Abb. 43). Diese werden durch Preßluft angeschlagen und senden kurze Töne aus, die aber nicht etwa einem Glockengeläute über Wasser ähneln. Da eine Veränderung der Dauer eines Glockenschlages nicht angängig ist, kann die für die Feuerschiffstation maßgebende Kennung nur durch die Anzahl der zu einer Gruppe vereinigten Schläge gegeben werden, z. B. fünf Schläge für Feuerschiff „Weser" und drei Schläge für „Norderney". Durchschnittlich sind die Unterwasserglocken mit guten Horchern im Winter auf 5 bis 6 Seemeilen (9,5 bis 11 km) und im Sommer auf etwa 4 Seemeilen (7,5 km) Abstand zu hören.

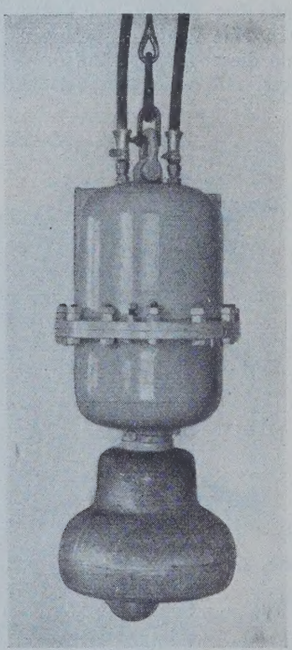
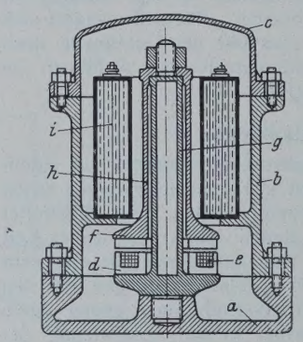


Abb. 43. Preßluft-Glocke für Unterwasserschallsignale.

Die für die Verständigung der Unterseeboote untereinander ausgebildeten elektrischen Membransender können bedeutend größere Schallenergien, z. B. 400 Watt, in das Wasser ausstrahlen. Sie bestehen im wesentlichen aus einer Metallmembran, die durch starke, in einem wasserdichten Gehäuse angebrachte Wechselstrommagneten in Schwingungen versetzt wird (Abb. 44 u. 45). Durch die Periodenzahl des Wechselstromes, die mit der Resonanzschwingung der Membran in Einklang stehen muß, lassen sich Töne verschiedener Höhe erzeugen. Wegen der Abstimmung der Horcher auf eine bestimmte Tonhöhe ist für Unterwasser-Membransender allgemein eine Schwingungszahl von 1050 in der Sekunde eingeführt worden. Die Zeichen der Membransender hören sich wie helle Pfeifentöne an, die scharf an- und absetzen und deren Dauer beliebig gewählt werden kann, so daß die Möglichkeit zur Aussendung von Morsezeichen für die Kennung der Feuerschiffe gegeben ist. Die Hörweite der Membransender unter Wasser ist durchschnittlich etwa doppelt so groß wie bei Unterwasserglocken und erreicht bei gutem Schalleitungsvermögen des Wassers häufig 20 Seemeilen (37 km) und darüber. Die Feuerschiffe der Wasserstraßendirektion Bremen sind durch die Atlaswerke in Bremen mit Wasserschallsendern ausgerüstet.

Das beste Hilfsmittel für die Navigierung im Nebel hat die Funkentelegraphie gebracht. Die Rahmenantennen geben je nach der Stellung ihrer Ebene zum Sender einen schwächeren oder stärkeren Empfang der ausgesandten elektrischen Wellen. Dabei zeigt sich die Eigentümlichkeit, daß das Maximum sehr schwer zu bestimmen ist, da die im Telephonhörer ausgelöste Tonstärke in seiner Nähe ganz allmählich an- oder abschwillt. Dagegen zeigt das Minimum eine große Schärfe mit sehr starken Änderungen der Lautstärke auf engem Bereich, graphisch vorgestellt mit einer tiefen Kerbe vergleichbar. Bei reinem, ungedämpftem Senden ergibt sich z. B. in 50 Seemeilen (92,5 km) Entfernung eine Breite des Peilminimums von nur $\pm 0{,}25°$, die sich auf $\pm 1°$ vergrößert, wenn ein tönender Röhrensender verwendet wird. Durch Drehen einer Rahmenantenne auf einem Schiffe kann mit Hilfe besonderer Einrichtungen jeder beliebige Funksender je nach der Entfernung auf 0,1 bis 1° genau eingepeilt werden, wobei die Ablenkung der Funkwellen durch den Magnetismus eiserner Schiffe nach beobachteten Kurven berücksichtigt werden muß. Es kommt also nur darauf an, von den Feuerschiffen bei Nebel Funksignale mit bestimmter Kennung auszusenden, um Schiffen, die mit entsprechenden Empfangsanlagen ausgerüstet sind, die Bestimmung der Richtung zum Feuerschiff auf drahtlosem Wege zu ermöglichen. Die Reichweite richtet sich nach der Stärke der Sender und der Empfindlichkeit der Empfänger. Sie soll bei Feuerschiff „Norderney" mit einem 1,6/3,2-kW-Röhrensender mit 160 Watt ausgestrahlter Leistung auf 150 Seemeilen gebracht werden, während „Weserfeuerschiff" nur einen etwa sechsmal schwächeren Apparat erhalten soll, um Störungen anderer, gleichzeitig sendender Feuerschiffe zu vermeiden. Bei großen Abständen zwischen Sender und Empfänger treten unter Umständen erhebliche Ablenkungen der Strahlen auf, wodurch die Schärfe der Peilung stark beeinträchtigt wird. Bei Tage sind die Peilungen durchweg scharf und festliegend. Bei Nacht und in der Dämmerung treten Wanderungserscheinungen auf. Sie sind am stärksten um die Zeit des Sonnen-Auf- und Unterganges, und zwar treten sie dann in einem solchen Maße auf (z. B. bis zu 8° in 47 Seemeilen = 87 km Abstand), daß zu diesen Zeiten zuverlässige Messungen kaum erhalten werden können. Bei Nacht sind die Wanderungen geringer, so daß dann wieder Peilungen mit hinreichender Zuverlässigkeit genommen werden können. Bei der Verteilung der Wellenbereiche für die verschiedenen Zwecke der drahtlosen Telegraphie ist bei den noch nicht abgeschlossenen



a Membran. *b* Haube. *c* Deckel des wasserdichten Gehäuses. *d* Magnetfeld. *e* Spule. *f* Anker. *g* Stab. *h* Rohr. *i* Kondensator.

Abb. 44. Schematischer Schnitt durch einen Unterwasser-Membransender der Feuerschiffe.

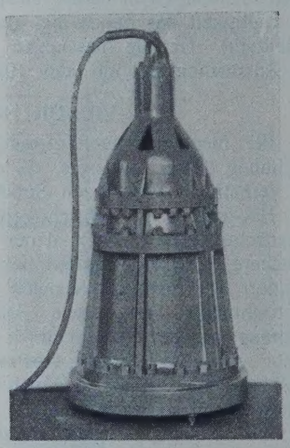


Abb. 45. Unterwasser-Membransender für Feuerschiffe.

Verhandlungen zwischen dem Reichsverkehrsministerium und dem Reichspostministerium in Aussicht genommen, für die Funknebelsignale die Wellen von 940 bis 1050 m Länge freizuhalten. Es kann den Feuerschiffen durch Zuweisung verschiedener, bei guter Abstimmung der Sender und Empfänger noch genügend voneinander frei zu haltender Wellen, z. B. der 940-m-Welle für Feuerschiff „Norderney" und der 995-m-Welle für „Weserfeuerschiff" wenigstens teilweise ein gleichzeitiges Senden der Funknebelsignale gestattet werden ohne Gefahr der gegenseitigen Störung. Dies ist nur erreichbar mit den zur Anwendung kommenden ungedämpften Röhrensendern. Die Feuerschiffe „Norderney" und „Weser" sollen dazu noch wegen ihrer geringen Entfernung voneinander abwechselnd zu verschiedenen Zeiten senden. Außerdem ist beabsichtigt, durch eine oszillierende Unterbrechung der ausgesandten Wellen, d. h. durch den „tönenden Röhrensender", jedem Feuerschiff noch im Hörer des Empfängers eine typische Tonhöhe zu geben, z. B. „Norderney" 500 Schwingungen in der Sekunde und „Weser" 900, die die Erkennung der sendenden Station bei einiger Übung des Beobachters auch unabhängig von der Morsekennung ermöglicht. Es ist hier nicht der Ort, auf die immerhin ziemlich schwierige elektrotechnische Seite dieser Anlage näher einzugehen. Die Funkanlagen der Feuerschiffe gestatten außer der Abgabe von Funknebelsignalen auch den allgemeinen Funkverkehr (Senden und Empfang), für den die 600-m-Welle zum Anruf und die 660-m-Welle als „Verkehrswelle" dient.

Durch das Zusammenwirken der Unterwasserschallsignale oder auch der Nautophone mit dem Funknebelsender ist es möglich, innerhalb der Hörweite der Schallsignale, außer der Richtung, in der das Feuerschiff vom Empfänger liegt, auch noch den Abstand von diesem zu bestimmen. Da die Fortschrittsgeschwindigkeit der elektrischen Wellen 300000 km/Sek. beträgt, so findet für die in Frage kommenden Entfernungen das Senden und der Empfang so gut wie gleichzeitig statt. Der Schall im Wasser

gebraucht dagegen für die Zurücklegung der Entfernung eine durchaus meßbare Zeit, da er einen Weg von 1440 m/Sek. zurücklegt. Werden gleichzeitig am Feuerschiff abgegebene Funk- und Unterwasserschallsignale von dem gleichen Empfänger beobachtet, so werden die Unterwasserzeichen später gehört als das Funksignal. Es ist nur der Zeitunterschied zwischen dem Hören der beiden Zeichen zu messen, um aus der festgestellten Sekundenzahl und der Fortschrittsgeschwindigkeit des Schalles im Wasser (1440 m/Sek.) den Abstand des Empfängers vom Sender ausrechnen zu können. Ähnlich kann der Abstand auch nach Luftsignalen in Verbindung mit Funk- oder Unterwasserzeichen festgestellt werden.

Es kommt nur auf eine geeignete Anordnung der Zeichengebung an, um den mit entsprechenden Empfangsanlagen ausgerüsteten Schiffen leicht zu ermöglichen, ihre Lage zum Feuerschiff mit großer Genauigkeit im dichtesten Nebel zu bestimmen. Die allgemeine Regelung der Funknebelsignale kann nur unter Berücksichtigung aller in Reichweite der F.T.-Signale

Abzählen der Funkzeichen bis zum Eintreffen des Unterwassersignales kann der Beobachter auf diese Weise ohne weiteres den Abstand vom sendenden Feuerschiff in Seemeilen feststellen. Aus den mannigfachen Möglichkeiten ist von der Seezeichenabteilung des Reichsverkehrsministeriums die in Abb. 46 dargestellte Anordnung der Zeichengebung für die Feuerschiffe „Norderney“ und „Weser“ als die zweckmäßigste festgelegt worden. Die Zeichengebung selbst geschieht maschinell, indem L. T.-, W. T.- und F. T.-Zeichen zwangläufig miteinander durch Nockenscheiben verbunden werden, die von einem auf genaue Umdrehungszahl einregelbaren Elektromotor gedreht werden. Wenn dies ganze Verfahren der Richtungs- und Abstandbestimmung auf den ersten Blick auch recht verwickelt erscheinen mag, so haben die Erfahrungen mit den bereits ausgeführten Anlagen doch gezeigt, daß selbst Personen, die nicht mit dem Abhören von Morsezeichen vertraut sind, imstande sind, schon nach wenigen Beobachtungen den Standort eines Schiffes danach auf $^1/_2$ Seemeile (1 km) genau festzustellen. Durch Ausrüstung der Feuerschiffe

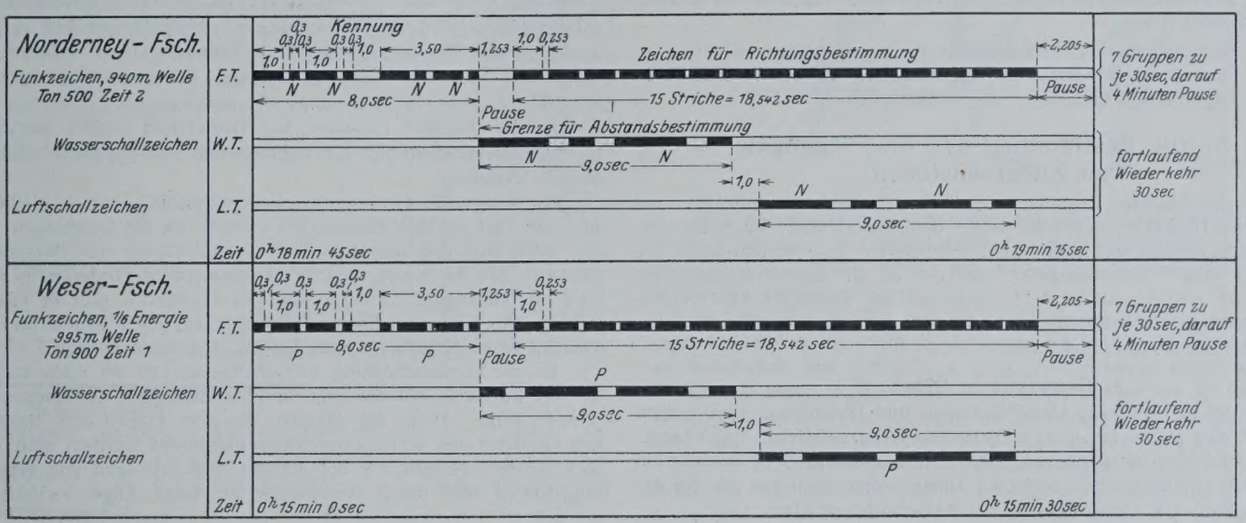


Abb. 46. Schema der Zeichengebung „für Nebelsignale der Feuerschiffe“ „Norderney“ und „Weser“.

liegenden, mit Funknebelsendern ausgerüsteten oder noch auszustattenden Feuerschiffe geschehen, auf die hier nicht weiter eingegangen werden soll. An der deutschen Nordseeküste kommen dafür fünf Feuerschiffe in Frage. Die ausgesandten Funknebelsignale müssen als erstes den Namen des Feuerschiffes durch die für jede Station festgelegten Morsebuchstaben geben und sodann eine lange Gruppe von möglichst gleichmäßigen Zeichen haben, damit nach der wahrgenommenen Tonstärke beim Drehen der Rahmenantenne des Empfängers zunächst die Richtung festgestellt werden kann. Am besten würde sich dafür ein ununterbrochenes Zeichen, ein „langer Strich“, eignen. Endlich muß durch gleichzeitig eintretende scharfe Grenzen in der Zeichengebung der Funkanlage und des Unterwassermembransenders die Abstandbestimmung ermöglicht werden. Dabei kann vorteilhaft die Benutzung einer Stoppuhr am Beobachtungsstande durch Bemessung der Zeitdauer der Funkzeichen ersetzt werden, die der maßgebenden Zeichengrenze folgen. Folgen diese z. B. in regelmäßigen Abständen von 1,253 Sekunden, so legt der Schall im Wasser in diesen Intervallen jedesmal gerade eine Seemeile zurück. Durch einfaches

„Norderney“ und „Weser“ mit diesen neuzeitlichen Anlagen wird ein sicheres Ansteuern der Wesermündung auch bei sehr dichtem Nebel ermöglicht. Es ist damit eine Sicherheit in der Führung eines Schiffes bei unsichtigem Wetter erreicht, wie man sie vor wenigen Jahren wohl kaum für möglich gehalten hat.

Zusammenfassung.

Die Fahrwasserbezeichnung der Außenweser ist unter Anwendung von Tonnen, Leuchttonnen, Leuchtbaken, Leuchttürmen und Feuerschiffen und deren Ausrüstung mit neuzeitlichen Einrichtungen so vollkommen gestaltet, wie es nach dem heutigen Stande der Technik für eine erstklassige Seewasserstraße verlangt werden muß. Außer der Umstellung der Fahrwasserbezeichnung auf 10 Seemeilen (19 km) Länge gelegentlich der Verlegung des Hauptfahrwassers vom Wurster in den Fedderwarder Arm sind in den letzten Jahren durchgreifende Verbesserungen in der Befeuerung und den Nebelsignalanlagen durchgeführt, die im Jahre 1926 zum Abschluß gebracht werden sollen.

Alle Rechte vorbehalten.

Vorbereitende Arbeiten für die Ausführung größerer Erdarbeiten, insbesondere von Kanalbauten.

Von Dipl.-Ing. **Hilmar Behring,** Schwiecheldt (Kreis Peine), Bauleiter der Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. Main.

Die erste vorbereitende Arbeit für die Ausführung größerer Erdbauten, insbesondere Kanäle,[1]) ist eine gründliche Untersuchung der Boden- und Wasserverhältnisse. Nach diesen richtet sich die Wahl der Art, Größe und Type der einzusetzenden Großgeräte, besonders der Bagger-, Fördergeräte und Pumpen. — Sehr wichtig für den Fortgang und die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung ist die sorgfältige Aufstellung eines umfassenden Arbeitsplanes. Er wird im wesentlichen beeinflußt durch

A. die Bestimmung des Bauvorganges an den Kunstbaustellen,
B. die Festsetzung der Los- und Baggerschachtgrenzen, sowie der Lage des Lagerplatzes und der Ablagerungskippen.

A. Die Bestimmung des Bauvorganges an Kunstbaustellen.

Zahlreiche Straßen, Eisenbahnen, Bäche, Flüsse sind mit Brücken, Durchlässen, Dückern über oder unter dem Kanal oder durch Straßen- und Bahndämme, die mit dem Kanal herzustellen sind, fortzuleiten. Die Ausführung dieser Kunstbauwerke und der an sie anschließenden Erdarbeiten muß zeitlich und in der Einzelanordnung so eingerichtet werden, daß gegenseitige Baubehinderungen ausgeschlossen sind und die wirtschaftlichste Bauweise erreicht wird.

I. Bauwerke in Dämmen.

Bauwerke in Dämmen, Unterführungen und Durchlässe, sind zweckmäßig vor der Schüttung des Dammes fertigzustellen. Der Verkehr kann während der Bauausführung leicht und ohne größere Kosten um die Baustelle herumgeleitet und der Damm ohne weiteres bis an das vollendete Bauwerk entwurfsmäßig herangeschüttet werden.

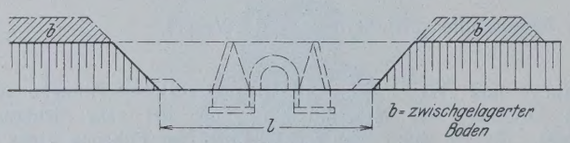


Abb. 1.

Würde das Bauwerk erst nach der Dammschüttung hergestellt werden, so müßte diese in gewisser Entfernung von den Widerlagern des Bauwerkes ausgesetzt und der zur Auffüllung des freigelassenen Raumes erforderliche Boden auf der Dammkrone zwischengelagert (Abb. 1) oder — richtiger — erst nach Fertigstellung des Bauwerkes herangeschafft werden. Der auf dem Damm gelagerte Boden wäre später zur Schließung der Dammlücke von Hand herunterzuziehen oder mit Karren oder Muldenkippern zu verfahren. Würde der Boden erst nach Fertigstellung des Bauwerkes heranbefördert werden, so könnte er durch Kopf- oder Gerüstschüttung unmittelbar eingebaut werden. In beiden Fällen verursacht der Einbau im allgemeinen mehr Kosten als die zusammenhängende, bis an das Bauwerk herangeführte lagenweise Schüttung des Dammes.

Der Verkehr müßte während der Bauzeit des Bauwerkes durch dieses oder an ihm vorbeigeleitet werden, wodurch die Bauausführung erschwert und verteuert werden würde.

Kunstbauwerke in Dämmen sind daher im allgemeinen vor den Erdarbeiten herzustellen.

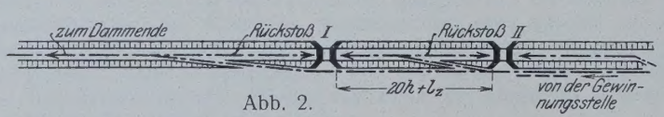


Abb. 2.

Gewöhnlich werden Bahn- und Straßendämme lagenweise geschüttet. Hierzu wird das Kippgleis, das, vom Fördergleis abzweigend, gegen das Dammende oder die Bauwerke, gegebenenfalls als Rückstoßgleis (Spitzkehre), vorgestreckt wird, nach und nach bis zur Dammkrone gehoben (Abb. 2); es ist dann schließlich mit dem Fördergleis durch eine Rampe verbunden, deren Neigung dem zu befördernden Zuggewicht angepaßt sein muß (i. M. 1 : 40). Eine Rampenneigung 1 : 20, bei der z. B. eine Lokomotive von 3700 kg Zugkraft (160 PS) noch fünf mit Kies beladene 4-m³-Kastenkipper zu ziehen vermag, ist für 90 cm Spurbetrieb und Dämme von größerer Höhe im allgemeinen das äußerste Maß. Eine noch steilere Rampe würde infolge der Verkürzung der Teilzüge zu einer außerordentlichen Erhöhung der Einbaukosten führen. Ein zwischen zwei Bauwerken liegender h m hoher Damm kann also noch mit Lagenschüttung ausgeführt werden (zum Teil ist dabei Rückstoßen der Züge erforderlich), wenn die Entfernung der Bauwerke $\geqq 20\,h + l_z$ ist, worin l_z die Länge des noch förderbaren Teilzuges einschließlich Lokomotivlänge und Sicherheitszuschlag bedeutet (für oben angeführte Zahlen ist $l_z = 30$ m).

Ist der Abstand zwischen den Bauwerken kleiner als $20\,h + l_z$, so ist die Gerüstschüttung im allgemeinen das gegebene und wirtschaftlichere Verfahren.

Die Frage, ob Gerüst- oder Lagenschüttung wirtschaftlicher ist, kann nur von Fall zu Fall entschieden werden, da die Leistungen und Kosten der Schüttung von der Höhe, Breite und Länge des Dammes, der Örtlichkeit, der Bodenart, den Holzpreisen, dem Fördergerät, den Löhnen u. a. m. abhängen. Dr.-Ing. Meyer-Heinrich gibt in seiner Doktor-Arbeit „Die Kippe im Erdbau" Formeln an, nach denen die Kosten der verschiedenen Schüttungsarten berechnet werden können.

Ist die Gerüstschüttung wirtschaftlicher, so ist noch zu prüfen, ob sie mit Rücksicht auf die Trag- und Standfähigkeit des Bodens zugelassen werden kann. Denn die Massen, die vom Gerüst und hernach seitlich des Gerüstes aus voller Dammhöhe geschüttet werden, sind bei weitem nicht so fest verbaut wie die Massen, die in Lagen von geringer Stärke eingebracht und durch die herüberfahrenden Züge vielfach abgewalzt werden.

II. Bauwerke im Kanaleinschnitt.

a) Die Bestimmung der Art und Lage des Bauwerkes und des Hilfsweges.

Weit mehr als durch Bauwerke in Dämmen wird die Bauausführung durch Brücken und Dücker im Kanaleinschnitt beeinflußt und erschwert. Diese Bauwerke haben auch erheblich größeren Umfang, so daß der Bauherr von vornherein besonders darauf ausgehen muß, ihre Anzahl einzuschränken. Sehr häufig können Wege und Wasserläufe von untergeordneter Bedeutung gesperrt oder umgeleitet und mit Hauptverkehrswegen zusammen auf benachbarten Bauwerken überführt werden.

Abb. 3.

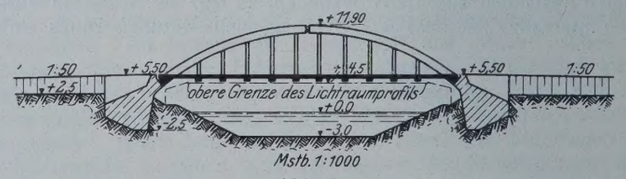


Abb. 4.

Die Dücker werden bei Kanalbauten in der Regel aus Eisenbeton, selten aus eisernen Röhren hergestellt. Als Kanalbrücken kommen hauptsächlich zur Anwendung:

1. Stampfbeton-Dreigelenkbogenbrücken mit Fahrbahn oben (Abb. 3);
2. Eisenbeton-Dreigelenkbogenbrücken mit angehängter Fahrbahn (Abb. 4);
3. eiserne Balkenbrücken mit Fahrbahn unten (Trapez-, Halbparabelträger).

Die Spannweite zwischen den Kämpfergelenken bezw. Auflagern beträgt für den üblichen Kanalquerschnitt 41 bis 42 m. Nur diese drei Brückenarten sollen für die Folge behandelt werden.

Die Wahl der Brückenart richtet sich u. a. nach der Höhenlage des Geländes, des zu überführenden Verkehrsweges und der oberen Be-

[1]) Der Abhandlung wird die Erbauung eines Schiffahrtkanals mit den beim Bau des Weser-Elbe-Kanals angewandten Abmessungen zugrunde gelegt.

grenzung des vorgeschriebenen Lichtraumprofils, die vom Kanalwasserspiegel einen Abstand von 4,5 m hat, ferner nach den Boden- und Wasserverhältnissen, die die Gründung der Widerlager beeinflussen.

Man wählt daher, wenn das Gelände oder der alte Verkehrsweg auf + 5,50 und tiefer liegt, zweckmäßig eine Brücke mit Fahrbahn unten und, wenn das Gelände oder der alte Verkehrsweg auf + 8,00 und höher liegt, eine Brücke mit Fahrbahn oben.

Liegt das Gelände oder der alte Verkehrsweg zwischen + 5,50 und + 8,00, so kann jede der drei Brückenarten in Betracht kommen. Die Fahrbahn der Brücken mit Fahrbahn unten muß dann über + 5,50 gehoben werden; und bei der Brücke mit Fahrbahn oben muß der Verkehrsweg bis zu ihrer Höhe angerampt werden.

Rampen erschweren und verteuern durch ihre verlorene Steigung den Verkehr und tragen im allgemeinen nicht zur Verschönerung des Landschaftsbildes bei. Sie sollten daher durch Anwendung von Brücken mit Fahrbahn unten ganz vermieden oder möglichst niedrig gehalten werden!

Bei schwierigen Gründungsverhältnissen, tiefer Lage des tragfähigen Baugrundes oder hohem Grundwasserstande ist das Eigengewicht der verschiedenen Brücken besonders zu beachten. Die aus ihm herrührenden Kräfte bestimmen mit die Größe der Fundamentflächen und Baugruben der Widerlager und damit die Gründungskosten.

Der Bau einiger Kanalbrücken (Spannweite = 41 m) ergab folgende Feststellungen:

Brückenart	Geländehöhe (Kanalwasserspiegel ± 0)	Größte Gründungstiefe (Kanalwasserspiegel ± 0)	Brückenbreite m	Gewicht des Überbaues bezw. Bogens *) t/m Brückenbreite	Die auf eine Fundamentfläche wirkende Gesamtkraft **) t	Erforderliche Fundamentfläche bei zulässiger Bodenpressung 1,5 kg/cm² m^2
1. Eiserne Balkenbrücke mit Fahrbahn unten	+ 5,0	— 2,8	5	18	345	23
2. desgl.	+ 5,3	— 3,0	6	18	405	27
	(+ 7,5)	(— 5,0)	—	(18)	(705)	(47)
3. Bogenbrücke mit Fahrbahn unten (Eisenbeton)	+ 5,5	— 2,0	8,42	82	1155	77
4. desgl. mit Fahrbahn oben (Stampfbeton) . .	+ 7,5	— 5,0	6	136	1680	112

*) Einschließlich Hinterfüllung, ausschließlich Straßendecke.
**) Gewicht eines Widerlagers + ½ Gewicht des Überbaues bezw. + Bogendruckkraft.

Vergrößert man bei der Brücke 2 die gesamte Höhe des Widerlagers von 8,3 m auf 12,5 m (eingeklammerte Zahlen), um zu einem Vergleich auf gleicher Grundlage mit der Brücke 4 zu kommen, so erhöht sich das Gewicht des Widerlagers um rd. 300 t; die auf eine Fundamentfläche wirkende Gesamtkraft ist etwa 705 t und die erforderliche Fundamentfläche 47 m².

Ein Vergleich der oben aufgeführten Zahlen zeigt, daß die eiserne Brücke in bezug auf Gewicht und erforderliche Fundamentfläche der Eisenbeton-Bogenbrücke und besonders der Stampfbeton-Bogenbrücke überlegen ist. Bei letzterer ist das Gewicht des Bogens für 1 m Brückenbreite etwa 7,5 mal so groß wie das Gewicht des eisernen Überbaues, und die erforderliche Fundamentfläche etwa 2,4 mal so groß wie die einer gleich großen eisernen Brücke.

Ein Vorteil der eisernen Brücke, der auch den Erdarbeiten zugute kommt, liegt darin, daß ihre Erbauung weniger Zeit beansprucht als die Erbauung von Beton- und Eisenbetonbrücken. Die Bauzeit ist besonders kurz, wenn der eiserne Überbau auf dem Gelände neben dem Kanal schon während der Herstellung der Widerlager zusammengesetzt und nach ihrer Fertigstellung in die endgültige Lage gerollt wird. Das Hinüberrollen und Fahrbarmachen des Überbaues dauert nur wenige Wochen. Infolgedessen kann auch der dem Verkehr während der Brückenbauzeit dienende Hilfsweg frühzeitiger als bei Betonbrücken beseitigt werden, wodurch die Aushubarbeiten mitunter erleichtert werden. Ein wesentlicher Vorteil der eisernen Brücken gegenüber den Betonbrücken besteht darin, daß sie ohne größere Schwierigkeiten gehoben werden können und damit eine Vergrößerung des Kanals durch Hebung des Wasserspiegels ermöglichen.

Demgegenüber sind als Hauptnachteile der eisernen Brücken ihre hohen Unterhaltungskosten zu nennen. Welche Brückenart letzten Endes am zweckmäßigsten und wirtschaftlichsten ist, kann nur auf Grund von Vorentwürfen und Kostenanschlägen unter Beachtung der gegebenen Hinweise mit Sicherheit entschieden werden.

Die Bestimmung der Lage des Bauwerkes und des Hilfsweges. Ein über den Kanal führendes Bauwerk ist am kürzesten, wenn seine Längsachse die Kanalachse im rechten Winkel kreuzt.

Man wird also, um an Baukosten zu sparen, das Bauwerk möglichst rechtwinklig zum Kanal anzuordnen suchen.

Schneidet der alte Verkehrsweg den Kanal nicht rechtwinklig, so muß das Bauwerk seitlich vom alten Verkehrsweg errichtet werden, so daß es rechtwinklig zum Kanal steht (Abb. 5, 1). Die Herstellung der Weganschlüsse $o-p$ verursacht gewisse Kosten, dagegen kann das Stück $m-n$ des alten Verkehrsweges ohne weiteres als Hilfsweg („Notweg") während des Brückenbaues benutzt werden.

Die seitliche Lage der Kanalbrücken bedingt mehrere zum Teil scharfe Krümmungen im neuen Verkehrsweg, die den Verkehr, insbesondere den schnell fahrender Fahrzeuge, stark behindern und gewöhnlich auch das Landschaftsbild verunstalten. Der Bauherr sollte daher im Interesse der Brückenbenutzer die Brücken auch dann in die Achsen der alten Verkehrswege (wenigstens solcher von größerer Bedeutung) legen, wenn diese den Kanal im spitzen Winkel kreuzen (Abb. 5, 2).

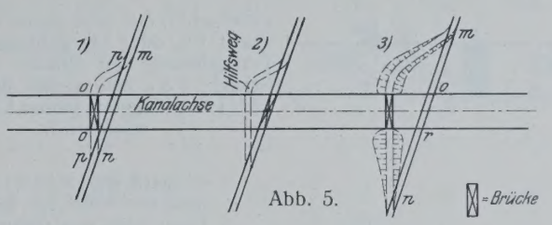


Abb. 5.

Wird das Bauwerk in der Achse des alten Verkehrsweges ausgeführt, so muß während der Bauausführung der Verkehr über einen seitlich anzulegenden Hilfsweg, bezw. das Wasser von Wasserläufen durch einen Hilfsgraben geleitet werden.

Muß der Verkehrsweg an eine hochliegende Kanalbrücke mit Rampen angeschlossen werden (Abb. 5, 3), so ist der Bau der Brücke rechtwinklig zur Kanalachse und seitlich vom alten Verkehrsweg, zumal wenn er die Kanalachse unter spitzem Winkel schneidet, billiger als der Bau in seiner Achse; das Stück $m-n$ des alten Verkehrsweges, das infolge der Rampen recht lang wird, kann sofort als Hilfsweg verwendet werden. Würde die Brücke in der Achse des alten Verkehrsweges angeordnet werden, so müßte ein besonders langer Hilfsweg angelegt werden, und die Wegstücke $m-q$ und $r-n$ könnten nicht wie sonst, wenn der Verkehrsweg die alte Höhenlage beibehielte, für den neuen Verkehrsweg bestehen bleiben.

b) Ermittlung der Kosten für die Beseitigung von Erdsätzen im Bagger- und Handbetrieb.

Ist die Art und Lage des Bauwerkes und des Hilfsweges festgesetzt, so ist die Frage zu lösen, in welcher Aufeinanderfolge und Bauweise die Brücken und Dücker und die Erdarbeiten an den Kunstbaustellen ausgeführt werden sollen.

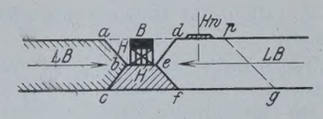
Der im Kanaleinschnitt liegende Erdboden, der die Verkehrswege und Wasserläufe oder Hilfswege und Hilfsgräben trägt, darf erst dann ausgehoben werden, wenn das zur Überführung dienende Bauwerk fertiggestellt und zur Benutzung freigegeben ist. Es müssen daher von den Baggern bei ihrer fortlaufenden „normalen" Baggerung in der Nähe von Kunstbaustellen oft gewisse quer zur Kanalachse liegende Erddämme im Kanalbett stehengelassen werden, die erst später in anormalem Bagger- oder Handbetrieb beseitigt werden können. Abb. 6 veranschaulicht in senkrechten Schnitten durch die Kanalachse, welche Erdsätze z. B. beim Bau einer Bogenbrücke mit Fahrbahn oben stehenbleiben können und welche Lehrgerüste und Hilfsbrücken erforderlich sind. Es bedeutet: B. = Brücke; Hw. = Hilfsweg; Hb. = Hilfsbrücke; EB. = Eimerbagger, Eimerbaggeraushub; LB. = Löffelbagger, Löffelbaggeraushub; H. = Handaushub.

Bei allen in Abb. 6 dargestellten Bauvorgängen müssen die Bagger einmal von links und einmal von rechts an das Bauwerk oder den Hilfsweg stumpf heranbaggern, d. h. ihren Schacht beendigen. Die stehenbleibenden Erdsätze müssen später gesondert ausgehoben werden.

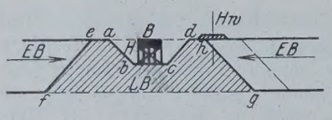
Um das günstigste der verschiedenen Bauverfahren ermitteln zu können, müssen ihre Kosten untereinander verglichen werden. Es soll zunächst allgemein untersucht werden, welche Verfahren anwendbar sind, welche Kosten beim Aushub von Erdsätzen und beim Bau von Lehrgerüsten und Hilfsbrücken entstehen, und wie diese Kosten rasch überschläglich berechnet werden können.

Allen folgenden Betrachtungen wird, sofern nichts anderes bemerkt wird, nur das Kanal-Trapezprofil, der Lübecker Eimerketten-Trockenbagger Type B 1919, Eimerinhalt 250 l, abgekürzt „EB.", und der 2-m³-Löffelbagger von Menck & Hambrock Type G 19, abgekürzt „LB.", zugrunde gelegt.

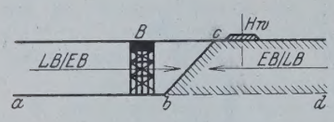
Kosten des Aushubes von Erdsätzen. Es wird vom normalen Erdbetrieb ausgegangen, dessen Kosten bei Betriebserschwerung zu erhöhen sind. Unter normalem EB.-, LB.- oder Handbetrieb ist die un-



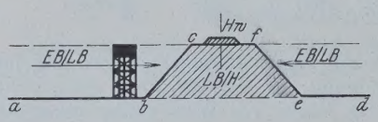
a) Brückenbaugrube *a b c d* wird zuerst von Hand ausgehoben. LB. arbeitet von links bis *a b c*, von rechts bis *g h* oder, wenn das Bauwerk fertiggestellt ist, bis *d e f*. Erdsatz *b e f c* wird von Hand beseitigt. Niedriges Lehrgerüst erforderlich.



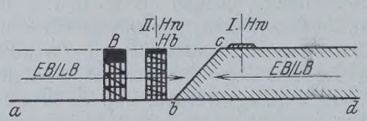
b) Brückenbaugrube *a b c d* wird zuerst von Hand ausgehoben. EB. arbeitet von links bis *e f*, von rechts bis *g h*. Erdsatz *e f g h d c b a* wird durch LB. beseitigt. Niedriges Lehrgerüst erforderlich.



c) Schacht *a b c* wird zuerst von links durch EB. oder LB. gebaggert. Nach Fertigstellung der Brücke wird der Schacht *d b c* von rechts durch EB. oder LB. gebaggert. Hohes Lehrgerüst erforderlich.



d) Zuerst wird Schacht *a b c* von links durch EB./LB. gebaggert. Dann wird von rechts Schacht *d e f* gebaggert. Erddamm *b e f c* dann erst nach Fertigstellung der Brücke durch LB. oder Handbetrieb beseitigt werden. Hohes Lehrgerüst erforderlich.



e) Zuerst wird Schacht *a b c* von links gebaggert. Sobald die Hilfsbrücke zur Aufnahme des Hilfsweges fertiggestellt ist, wird Schacht *d b c* von rechts gebaggert. Hohes Lehrgerüst und Hilfsbrücke erforderlich.

Abb. 6.

gehinderte Gewinnung größerer Bodenmassen mit EB., LB. oder Hand aus dem üblichen Kanalbett in einem Schacht von so großer Ausdehnung zu verstehen, daß die Förderzüge mit ihrer ganzen Länge zur Beladung an der Gewinnungsstelle vorbeizufahren vermögen; die Förderzüge bestehen aus Lokomotive und im EB.- und LB.-Betrieb etwa 20 4-m³-Kastenkippern oder im Handbetrieb etwa 20 2-m³-Kastenkippern.

Für den Vergleich der in Betracht zu ziehenden Bauverfahren kommt es nur auf diejenigen Kosten an, die mit der Länge der Gewinnungszeit (Bauzeit) wachsen. Die Kosten für Einrichtung, Abrüstung und Umbau des Betriebes dürfen daher außer acht gelassen werden. Ebenso dürfen die Kosten für den Einbau der Massen (für die Kippe) außer Ansatz gelassen werden, da die Kippmannschaft bei Verminderung der Aushubleistung verringert oder zu Nebenarbeiten ausgenutzt werden kann, so daß die Kippkosten für 1 m³ Boden bei allen Gewinnungsverfahren gleichbleiben. Das gleiche gilt auch für die Kolonnen, die auf dem Lagerplatz arbeiten, und für andere Nebenkolonnen.

Es bleiben nur die Kosten für die Gewinnung und Förderung des Bodens zu ermitteln, die sich hauptsächlich aus dem Aufwande an Löhnen und Kohlen ergeben. Dazu kommen folgende Aufwendungen:

1. Für Verzinsung, Abschreibung und Ausbesserung der Geräte. Die Kosten wachsen mit der Länge der Gewinnungszeit fast in gleichem Verhältnis; sie hängen u. a. sehr vom Anschaffungswert und Zustande des Gerätes, von der Bodenart und dem Personal ab. Die Kosten, bezogen auf 1 m³ Bodenaushub, sind für den Baggerbetrieb und Handbetrieb im allgemeinen nicht sehr verschieden; der Handbetrieb mit Lokomotivförderung erfordert zwar weniger Geräte, dafür aber um so längere Gewinnungszeit.
2. Für Schmier-, Putz- und Verbrauchstoffe, wie Schwellen, Schienennägel. Die Kosten nehmen nicht ganz in gleichem Maße wie die Gewinnungszeit zu, da bei abnehmender Aushubleistung auch der Stoffverbrauch etwas abnimmt.
3. Für Gehälter, Geländepacht, Gleisunterhaltung und dergleichen. Die Kosten wachsen nahezu in gleichem Maße wie die Gewinnungszeit.
4. Für besondere Erschwerungen, wie z. B. Wasserhaltung.

Die vorstehend genannten Aufwendungen sind von sehr vielen Umständen abhängig und daher nur von Fall zu Fall genauer zu bestimmen. Für unsere Untersuchung soll mit folgenden für die drei Betriebsarten gleichen Kosten in R.-M. für 1 m³ Bodenaushub und Förderung gerechnet werden:

Kosten für		In Bodenklasse I	II	III	IV
1. Verzinsung, Abschreibung, Ausbesserung	R.-M./m³	0,16	0,17	0,18	0,19
2. Schmier-, Putz-, Verbrauchstoffe	„	0,03	0,03	0,04	0,05
3. Gehälter, Pacht usw.	„	0,05	0,07	0,09	0,11
„Verschiedenes“	R.-M./m³	**0,24**	**0,27**	**0,31**	**0,35**

Schließlich sind noch folgende allgemeine Unkosten zu berücksichtigen:

Für soziale Einrichtungen	7 %	der Löhne
„ Beaufsichtigung der Arbeiter	4 „	„ „
„ Steuern	5 „	des Umsatzes
„ heimische Verwaltung	2 „	„ „
„ Risiko und Gewinn	15 „	„ „
Zusammen	**33 %**	

} 22 %

Die Zahlen galten im Dezember 1924. Demnach sind alle Löhne um 33 %, die übrigen Leistungen um 22 % zu erhöhen. Der Gewinn des Unternehmers ist auch einzurechnen, da er als Zuschlag zu den anfallenden Selbstkosten berechnet zu werden pflegt und daher auf die Kosten der einzelnen Bauverfahren von Einfluß ist.

Für die Folge soll stets damit gerechnet werden, daß eine Tiefbauarbeiter-Lohnstunde (L.-Std.) 0,50 R.-M. und 1 kg Steinkohle frei Baustelle 0,03 R.-M. kostet, und daß die mittlere Kanaleinschnittstiefe 10 m und die mittlere Förderweite vom Schacht zur Kippe 3 km beträgt.

Nach den Leistungsaufzeichnungen, die der Verfasser mehrere Jahre hindurch gemacht hat, können für den normalen Erdbetrieb im Durchschnitt die in der Tabelle S. 379 verzeichneten Aufwendungen und Kosten für den Aushub von 1 m³ gewachsenem Boden gelten, die auch mit den von Rathjens genannten Zahlen im allgemeinen übereinstimmen. Die in der Tabelle angeführten Aufwandzahlen sind unter den gemachten Annahmen als Durchschnitt gültig.[2])

Für den Handbetrieb ist angenommen worden, daß das Laden von Gleishöhe aus geschieht, und in Boden I und II ein und derselbe Arbeiter löst und ladet, in Boden III und IV aber zu jedem ladenden ein lösender Arbeiter kommt; ferner sollen an jedem 2-m³-Rollwagen zwei Lader angesetzt sein, so daß für die Beladung jedes Wagens und damit des ganzen Zuges für den Zugwechsel einschließlich der Pause unter Berücksichtigung des Auflockerungsmaßes im Mittel folgende Zeiten erforderlich sind (Tabelle c) S. 379):

in Boden I	$0{,}9 \cdot 0{,}9 = 0{,}81$	Stunden
„ „ II	$1{,}5 \cdot 0{,}8 = 1{,}2$	„
„ „ III	$\frac{2{,}4}{2} 0{,}7 = 0{,}84$	„ } Lösen und Laden erfordern
„ „ IV	$\frac{3{,}8}{2} 0{,}6 = 1{,}14$	„ } gleichen Zeitaufwand

Es wird demnach in zehnstündiger Schicht im Mittel geleistet:

in Boden I	$\frac{10}{0{,}81} = 12$ Züge	$= 12 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 0{,}9$	$= 432$ m³
„ „ II	$\frac{10}{1{,}2} = 8$ „	$= 8 \cdot 40 \cdot 0{,}8$	$= 256$ „
„ „ III	$\frac{10}{0{,}84} = 12$ „	$= 12 \cdot 40 \cdot 0{,}7$	$= 336$ „
„ „ IV	$\frac{10}{1{,}14} = 9$ „	$= 9 \cdot 40 \cdot 0{,}6$	$= 216$ „

Kann die Bodengewinnung nicht so geschehen, daß die Förderzüge in ihrer ganzen üblichen Länge zusammenhängend beladen werden, so wachsen die Gewinnungszeiten und Kosten des normalen Erdbetriebes, und zwar um so mehr, je kürzer die Teilzüge werden, mit denen vom Abstellgleis zur Gewinnungsstelle gefahren werden muß. Das Fahren mit Teilzügen kann erforderlich werden beim Aushub von Schachtendstrecken und kleinen Erddämmen im Bagger- und Handbetrieb und beim Vorschlitzen von Erdsätzen im LB.- und Handbetrieb.

Für die Folge soll unter Zuglänge l_z die Länge des ganzen normalen Wagenzuges (ohne Lokomotive) verstanden werden; im EB.- und LB.-Betrieb soll der normale Zug 20 4-m³-Kastenkipper haben und $l_z = 20 \cdot 3{,}50 = 70$ m sein; im Handbetrieb soll der normale Zug 20 2-m³-Kastenkipper haben und $l_z = 20 \cdot 3{,}10 = 62$ m sein.

1. Anormaler EB.-Betrieb.

Muß das Ende eines Schachtes, das gleich oder kürzer als l_z ist, mit EB. oder von Hand mit Hilfe eines stumpf endigenden Ladegleises ausgehoben werden, d. h. eines Ladegleises, das infolge von Sperrung durch eine steigende oder fallende Erdböschung, eine Brücke, einen Weg

[2]) Joachim Rathjens: „Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe“. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Mittlere Kosten der **normalen** Gewinnung und Förderung von 1 m³ Boden.

Klasse	Bodenart	Gewinnung		Förderung		Gewinnung und Förderung							
											einschließlich allgemeiner Unkosten		im ganzen
		Löhne	Kohlen	Löhne	Kohlen	Löhne	Kohlen	Löhne	Kohlen	Verschiedenes	Löhne	Kohlen und Verschiedenes	
		L.-Std.	kg	L.-Std.	kg	L.-Std.	kg	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.
	a) Im EB.-Betrieb.												
I.	In leichtem Boden (Sand, Kies)	0,2	0,85	0,05	2,2	0,25	3,05	0,13	0,09	0,24	0,17	0,40	0,57
II.	In mittelschwerem Boden (leichter Lehm und Ton)	0,35	1,1	0,07	2,6	0,42	3,7	0,21	0,11	0,27	0,28	0,46	0,74
III.	In schwerem Boden (schwerer Lehm und Ton)	0,5	1,7	0,1	3,0	0,6	4,7	0,30	0,14	0,31	0,40	0,55	0,95
	b) Im LB.-Betrieb.												
I.	In leichtem Boden (Sand, Kies)	0,15	1,0	0,05	2,8	0,20	3,8	0,10	0,11	0,24	0,13	0,43	0,56
II.	In mittelschwerem Boden (leichter Lehm und Ton)	0,25	1,2	0,07	3,0	0,32	4,2	0,16	0,13	0,27	0,21	0,49	0,70
III.	In schwerem Boden (schwerer Lehm und Ton)	0,35	1,8	0,1	4,0	0,45	5,8	0,23	0,17	0,31	0,31	0,59	0,90
IV.	In sehr schwerem Boden (leichter, ohne Vorsprengung lösbarer Felsen) .	0,5	2,5	0,13	4,5	0,63	7,0	0,32	0,21	0,35	0,43	0,68	1,11
	c) Im Handbetrieb mit Lokomotivförderung.												
I.		0,9	—	0,11	2,8	1,01	2,8	0,51	0,08	0,24	0,68	0,39	1,07
II.	Wie unter b.	1,5	—	0,09	3,12	1,59	3,12	0,80	0,09	0,27	1,06	0,44	1,50
III.	(s. oben).	2,4	—	0,14	3,6	2,54	3,6	1,27	0,11	0,31	1,69	0,51	2,20
IV.		3,8	—	0,11	3,7	3,91	3,7	1,96	0,11	0,35	2,60	0,56	3,16

oder dergl. nicht über das Schachtende hinaus reichen kann, so kann mit Zügen von der Länge l_z ohne Teilung gefahren werden, weil jeder Zug von Anfang bis Ende durch den über ihn hinwegfahrenden EB. oder durch die an jedem Wagen befindlichen Arbeiter gleichmäßig beladen wird.

Wechselt jedoch die Aushubmenge für 1 lfd. m Ladegleis auf der Schachtendstrecke (z. B. bei unregelmäßiger Geländeoberfläche oder wenn das Ladegleis nicht parallel zur Kanalachse liegt), so muß, wenn die Bodenmengen am Schluß der Schachtendstrecke größer sind als am Anfang, mit Teilzügen gefahren werden, wodurch die Gewinnung verlangsamt und verteuert wird.

Die Kosten des normalen EB.-Betriebes sind unter der Annahme berechnet worden, daß ein Bagger-Umfahrungsgleis vorhanden ist. Beim Aushub einer Schachtendstrecke von der Länge l_z bis $2\,l_z$ ist jedoch eine Umfahrung des Baggers nicht mehr möglich; die Züge können nicht mehr ununterbrochen unter den Bagger fahren, sondern müssen auf derselben Baggerseite ausfahren, auf der sie einfahren. Die dadurch entstehenden Baggerpausen verringern die Leistungen und erhöhen die normalen Betriebskosten, je nach der Entfernung der Ausweichgleise vom EB. um 20 bis 50 %.

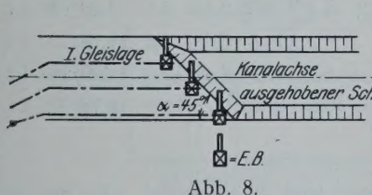


Abb. 8.

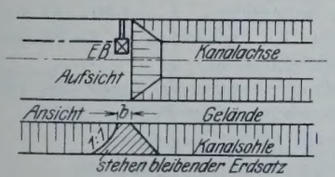


Abb. 7.

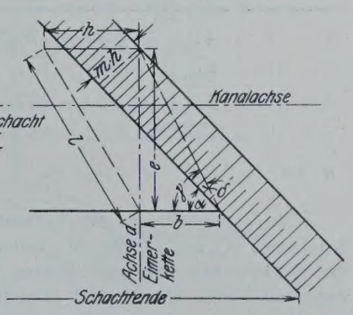


Abb. 9.

Wird ein Schachtende durch eine fallende Böschung so begrenzt, daß die Böschungskante im Gelände etwa senkrecht zur Kanalachse und damit zum Baggergleis liegt, so vermag ein EB. den Schacht nicht restlos zu baggern: Es bleibt ein Erdsatz stehen, dessen Kronenbreite b mindestens gleich dem Abstande der Eimerkettenachse von den äußersten Laufrädern ist (Abb. 7).

Damit ein EB. einen Schacht, der an einem Ende durch eine fallende Böschung begrenzt ist, vollständig ausheben kann, muß die begrenzende Böschungsfläche einen gewissen spitzen Winkel α mit der Kanalachse bilden (Abb. 8). Die Größe dieses Winkels ist abhängig von der Länge der Eimerleiter l, der Schachttiefe h, dem Abstande der Eimerkettenachse von den äußersten Laufrädern b (einschl. eines Sicherheitsabstandes zwischen diesen und der Böschungskante, etwa 1 bis 2 m) und der Böschungsneigung $1 : m$.

$\sphericalangle \alpha$ bestimmt sich aus den drei Gleichungen (Abb. 9):

$$1.\quad \sphericalangle \alpha = \sphericalangle \gamma - \sphericalangle \delta$$

$$2.\quad \operatorname{tg} \gamma = \frac{\sqrt{l^2 - h^2}}{b}$$

$$3.\quad \sin \delta = \frac{m \cdot h}{\sqrt{b^2 + l^2 - h^2}}$$

z. B. wird für $l = 12$ m, $h = 7$ m, $b = 2$ m (Mindestmaß)

$$1 : m = 1 : 0{,}5 \qquad \alpha = 56° 52'.$$

Im allgemeinen ist $\alpha \leqq 45°$ zu setzen.

Bei der Aufstellung des Arbeitsplanes ist also darauf zu achten, daß ein Schachtende mit einer begrenzenden Böschungsfläche ausgehoben werden muß, die einen Winkel $\leqq 45°$ mit der Kanalachse bildet, wenn der anschließende Schacht später durch einen EB. gebaggert werden soll.

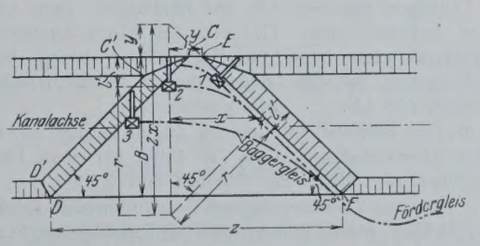


Abb. 10.

Ein im Kanal stehengelassener Erdsatz kann durch einen EB. nur dann restlos ausgehoben werden, wenn er beiderseits in der angegebenen Weise begrenzt ist und vom EB. befahren werden kann. Abb. 10 zeigt die kleinstmögliche Form eines solchen Erdsatzes; die begrenzenden Böschungskanten $C\,D$ und $E\,F$ sind so nahe aneinander gerückt, daß der EB. gerade noch die Stellung 2 an der Böschungskante $C\,D$ — mit der Eimerleiter senkrecht zur Kanalachse — erreichen und die Böschung $C\,D\,D'\,C'$ baggern kann.

Bedeutet: l' = Wagerechte Projektion der Eimerleiterlänge l bei Böschung 1 : 1
$= \frac{1}{2} \cdot \sqrt{2} \cdot l$

r = kleinster Halbmesser des Baggergleises
B = Einschnittbreite,

so ist: $x = r \cdot \sin 45° = \frac{r}{2} \cdot \sqrt{2}$

$y = 2x - (r + l) = r\sqrt{2} - r - l = 0{,}41\, r - l$

$z = 2B + y - \frac{l}{2}$,

z. B. $l = 10$ m, $r = 75$ m, $B = 60$ m
$y = 0{,}41 \cdot 75 - 10 = 20{,}80$ m
$z = 135{,}80$ m.

Ein solcher Erdsatz könnte zum größten Teil nur mit Teilzügen gebaggert werden, da die auszuhebenden Massen an den einzelnen Stellen des Ladegleises verschieden groß sind.

Aus Vorstehendem geht hervor, daß der EB. zur Beseitigung von schmalen, beiderseits abgeböschten Erdsätzen, wie sie an Kunstbaustellen vorkommen, nicht verwendbar ist. Der LB. ist dafür das geeignete Gerät.

2. Anormaler LB.-Betrieb.

α) Schachtendbaggerung.

Muß die Endstrecke eines Schachtes, die kürzer als l_z ist, mit stumpf endigendem Ladegleis durch einen LB. ausgehoben werden, so kann nur mit Teilzügen gefördert werden, die leer bis an das Ende des Schachtes E (Abb. 11) vorgedrückt und in entgegengesetzter Richtung an dem jeweiligen Standort des LB. zur Beladung vorbeigezogen werden. Die Teilzüge werden um so kürzer und zahlreicher, je mehr der LB. sich dem Schachtende E nähert. Das Abstellen der beladenen Wagen in einem Abstellgleis und das Zubringen der leeren Wagen von jenem zum Bagger verursacht je nach Lage des Abstellgleises kleinere oder größere Betriebspausen und damit Leistungsminderungen und erhöhte Kosten.

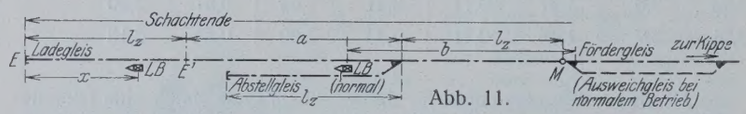


Abb. 11.

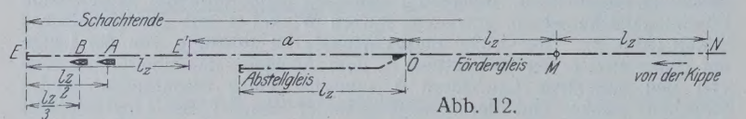


Abb. 12.

Gleisanlage im LB.-Schacht.

Es sei: l_z = Wagenzuglänge = 70 m
w = Wagenanzahl eines Zuges = 20
l_w = Länge eines Wagens = 3,5 m
x = (veränderlicher) Abstand des LB. vom Schachtende E
$a + l_z$ = Abstand der Abstellgleisweiche von E
f = Anzahl der Zuginhalte, die in 1 lfd. m Schacht enthalten sind; 1 Zuginhalt = Aushubmassen, die 1 Zug von der Länge l_z faßt. f sei konstant.

Im normalen LB.-Betrieb fährt der Zug von der Kippe in das Umsetz- und Ausweichgleis, in dem er die Lokomotive umsetzt und die Ausfahrt des vollen Zuges aus dem Schacht abwartet; dann fährt er neben den LB., wird zusammenhängend beladen und kehrt zur Kippe zurück. Bei der Baggerung eines Schachtendes („Schachtendbaggerung") finden außerdem Fahrten mit Teilzügen zwischen LB. und Abstellgleis statt, während derer der LB. nicht beladen kann. Der von der Kippe kommende Leerzug wartet im Ausweichgleis bezw. vor Punkt M so lange, bis der letzte beladene Teilzug sich mit der Lokomotive im Abstellgleis befindet, und fährt dann neben den LB.

Im normalen Betriebe mit ganzen Zügen beträgt die mittlere Entfernung b des Ausweichgleises vom LB. (Abb. 11) etwa 120 m, so daß beim Zugwechsel im Mittel die Strecke von $2(120 + l_z) = 380$ m zu befahren ist. Für eine Geschwindigkeit $V = 15$ km/Std. = 250 m/Min. ist die Fahrzeit 1,52 Min.; hierzu kommt noch ein Zuschlag von $^1/_2$ Min. infolge einmaligen Haltens und Anfahrens des Zuges am LB., so daß die Pause t_1, während derer der LB. infolge des Zugwechsels ruhen muß, im Mittel 2 Min. beträgt.

Sobald der LB. auf die Schachtendstrecke $EE' = l_z$ (Abb. 11) vorgerückt ist, muß mit Teilzügen gefördert werden, und zwar auf der Teilstrecke $E'A = \left(l_z - \frac{l_z}{2}\right) = \frac{l_z}{2}$ (Abb. 12) mit zwei Teilzügen, auf der Teilstrecke $E'B = \left(\frac{l_z}{2} - \frac{l_z}{3}\right) = \frac{l_z}{6}$ mit drei Teilzügen usf. Die Längen der Teilzüge ändern sich mit dem Standort des LB. auf diesen Teilstrecken. Befindet sich der LB. am Endpunkt einer Teilstrecke (z. B. in Punkt A der Teilstrecke $E'A$), so ist der Weg, den die Teilzüge zurückzulegen haben, der längste von allen Wegen, die während der Baggerung an dieser Teilstrecke von den Teilzügen zurückzulegen sind.

Es genügt für den vorliegenden Zweck, mit einem für jede Teilstrecke gleichbleibenden Förderweg der Teilzüge zu rechnen, der sich ergibt, wenn man den Standort des LB. jeweils am Endpunkt einer Teilstrecke annimmt. Der Zugbetrieb spielt sich z. B. wie folgt ab (Abb. 12):

1. Betrieb mit zwei Teilzügen. Standort des LB. in A. Der von der Kippe kommende Leerzug wartet auf der Strecke MN, bis sich der vom LB. beladene Zug im Abstellgleis befindet, und fährt dann zum LB. auf die Strecke EE' (Weg $= 2l_z + a$). Nachdem der LB. eine Zughälfte (EA) beladen hat, wird der Zug über O nach M vorgezogen und in das Abstellgleis gedrückt (Weg $= 2l_z + a$). Alsdann wird die unbeladene Zughälfte auf OM vorgezogen $\left(\text{Weg} = \frac{l_z}{2}\right)$, zum LB. gedrückt $\left(\text{Weg} = a + 2\frac{l_z}{2}\right)$, nach Beladung wieder auf OM vorgezogen $\left(\text{Weg} = a + 2\frac{l_z}{2}\right)$, in das Abstellgleis gedrückt $\left(\text{Weg} = \frac{l_z}{2}\right)$ und mit der dort stehenden Zughälfte gekuppelt. Der Gesamtweg S ist also:

$$S = (2 - l_z + a)\,2 + \frac{l_z}{2}\,2 + \left(a + 2\,\frac{l_z}{2}\right)2 = \underline{4(l_z + a) + 3\,l_z}.$$

2. Betrieb mit drei Teilzügen. Standort des LB. in B. Der Leerzug fährt, sobald der Vollzug im Abstellgleis steht, aus MN nach EE' (Weg $= 2l_z + a$). Nachdem der LB. das erste Zugdrittel (EB.) beladen hat, wird der Zug nach M vorgezogen und in das Abstellgleis gedrückt (Weg $= 2l_z + a$). Danach wird der unbeladene Zugteil $\left(\frac{2}{3}\right)$ auf OM vorgezogen $\left(\text{Weg} = \frac{2}{3}\,l_z\right)$, zum LB. gedrückt (Weg $= a + l_z$), nach Beladung wieder auf OM vorgezogen (Weg $= a + l_z$) und in das Abstellgleis gedrückt $\left(\text{Weg} = \frac{2}{3}\,l_z\right)$. Darauf wird das noch unbeladene Zugdrittel auf OM vorgezogen $\left(\text{Weg} = \frac{l_z}{3}\right)$, zum LB. gedrückt (Weg $= a + l_z$), nach Beladung auf OM vorgezogen (Weg $= a + l_z$) und in das Abstellgleis gedrückt $\left(\text{Weg} = \frac{l_z}{3}\right)$. Der Gesamtweg S ist also:

$$S = (2\,l_z + a)\,2 + \frac{2}{3}\,l_z + 2\,(a + l_z) + \frac{2}{3}\,l_z + \frac{l_z}{3} + 2\,(a + l_z) + \frac{l_z}{3} = 6(l_z + a) + 4\,l_z \text{ usf.}$$

Beim Aushub der Schachtendstrecke $EE'\left(x \gtrless \frac{0}{l_z}\right)$ erfordert demnach die Förderung eines Zuges zwischen Punkt M und dem Schachtende E:

Anzahl der Teilzüge	. . mal Halten und Anfahren der Teilzüge	das Befahren der Strecke S (s. Abb. 11)	Für a=120 m V=250 m/Min. S in m	Fahrzeit t_f Min.	Zeitzuschlag für Halten und Anfahren t_h Min.	$t_f + t_h$ Min.	$t_f + t_h$ aufgerundet Min.	$t_f + t_h$ für t_2 = 4 Min. Min.
2	7	$4(l_z + a) + 3\,l_z = 7\,l_z + 4\,a$	970	3,88	3,5	7,38	8	$2\,t_2$
3	11	$6(l_z + a) + 4\,l_z = 10\,l_z + 6\,a$	1420	5,68	5,5	11,18	12	$3\,t_2$
4	15	$8(l_z + a) + 5\,l_z = 13\,l_z + 8\,a$	1870	7,49	7,5	14,99	16	$4\,t_2$
5	19	$10(l_z + a) + 6\,l_z = 16\,l_z + 10\,a$	2320	9,28	9,5	18,78	20	$5\,t_2$
n	$4n - 1$	$2\,n(l_z + a) + (n + 1)\,l_z$	—	—	—	—	—	—

Zur Vereinfachung der Rechnung sind die Werte $(t_f + t_h)$ auf ein Vielfaches (t_2) der Anzahl der Teilzüge aufgerundet. $t_2 = 4$ Min. ist also die mittlere Zeit, die jeder Teilzug (außer der Ladezeit t_3) für die Fahrten zwischen Punkt M, LB. und Abstellgleis gebraucht.

Die Zeit t_3, die der LB. zur Beladung eines ganzen Zuges oder von Teilzügen von insgesamt 20 Wagen gebraucht, ist im Mittel = 20 Min.

Für die Folge wird mit den mittleren Zahlen gerechnet:
t_1 = 2 Min. = Baggerpause infolge normalen Zugwechsels,
t_2 = 4 Min. = Baggerpause infolge Wechsels eines Teilzuges,
t_3 = 20 Min. = Ladezeit für 1 ganzen Zug.

Die Zeiten t_x, die demnach auf den einzelnen Strecken x des Schachtendes für Hin- und Rückfahrt eines ganzen Zuges über M einschließlich der Beladung erforderlich sind, sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Strecke x <	Strecke x >	Anzahl der Züge	t_x
$l_z + \Delta l_z$	l_z	1 ganzer Zug	$t_1 + t_3$
l_z	$\frac{l_z}{2}$	2 Teilzüge	$2\,t_2 + t_3$
$\frac{l_z}{2}$	$\frac{l_z}{3}$	3 Teilzüge	$3\,t_2 + t_3$
$\frac{l_z}{\frac{w}{2} - l}$	$\frac{l_z}{\frac{w}{2}}$	$\frac{w}{2}$ Teilzüge	$\frac{w}{2}\,t_2 + t_3$
$\frac{l_z}{w - l}$	$\frac{l_z}{w}$	w Teilzüge	$w\,t_2 + t_3$
$\frac{l_z}{w}$	0	w Teilzüge	$w\,t_2 + t_3$

Die Gesamtzeit T_e, die erforderlich ist, um ein Schachtende von der Länge l_z mit LB. auszuheben, ergibt sich hiernach (s. Zeichenerklärung S. 380):

$$T_e = f\,l_z\,t_3 + f\frac{l_z}{2}\,2\,t_2 + f\frac{l_z}{6}\,3\,t_2 + f\frac{l_z}{12}\,4\,t_2 + \ldots + f\frac{l_z\,w\,t_2}{w\,(w-1)} + f\frac{l_z}{w}\,w\,t_2.$$

$$\underline{T_e = f\,l_z\left[t_3 + t_2\left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \ldots + \frac{1}{w-1} + 1\right)\right].}$$

In dieser Gleichung ist folgendes noch nicht berücksichtigt:

1. Der Löffelbagger vermag am Schluß einer Schachtendstrecke nicht einen Teilzug von nur einem Wagen, sondern, wenn das Ladegleis in

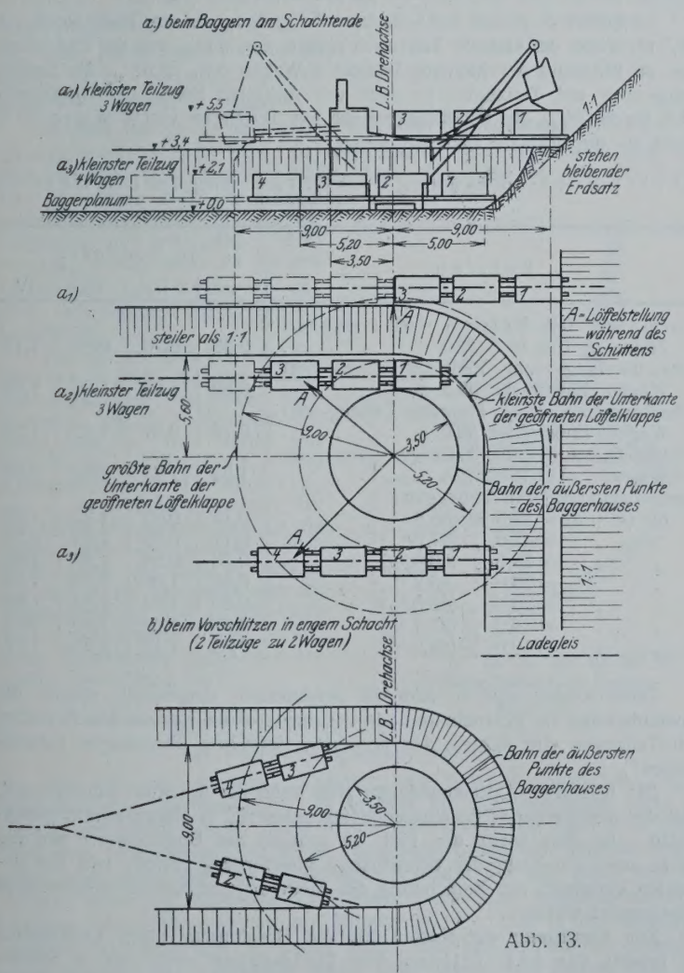


Abb. 13.

Höhe des Baggerplanums (+ 0) oder darüber (bis + 3,40) liegt, im allgemeinen noch einen Teilzug von drei Wagen zu beladen (Abb. 13 a1 u. a2); im besonderen, wenn das Ladegleis in Höhe des Baggerplanums liegt und der Boden vor und neben dem Löffelbagger genügend weggebaggert wird bezw. schon in einem vorhergehenden Schnitt beseitigt ist, vermag der Löffelbagger sogar Teilzüge von vier Wagen zu beladen. Der Baggerlöffel erreicht in beiden Fällen sowohl den auszuhebenden Boden an der Endböschung, als auch den von ihr abstehenden dritten oder vierten Wagen. Rechnet man also, daß zur Beladung eines ganzen Zuges höchstens $\frac{w}{3} = \frac{20}{3}$ rd. 7 Teilzüge (6 zu 3 und 1 zu 2 Wagen) erforderlich sind, setzt man also in der letzten Gleichung für T_e $w = \frac{w}{3} = 7$, so ist:

$$T_e = f\,l_z\left[t_3 + t_2\left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \frac{1}{5} + \frac{1}{6} + 1\right)\right]$$

$$\underline{T_e = f\,l_z\,(t_3 + t_2 \cdot 3{,}45).}$$

Mit den Zahlen $t_1 = 2$ Min., $t_2 = 4$ Min., $t_3 = 20$ Min. ist:

$$T_e = f\,l_z\,(20 + 4 \cdot 3{,}45) = f\,l_z \cdot 33{,}8 \text{ Min.}$$

Die normale Baggerung mit ganzen Zügen erfordert dagegen für einen Einschnitt gleichen Bodeninhaltes nur eine Zeit T_n:

$$T_n = f\,l_z\,(t_3 + t_1) = f\,l_z \cdot 22 \text{ Min.}$$

Zur Baggerung einer Schachtendstrecke von der Länge l_z sind also 54 % mehr Zeit notwendig als zur Baggerung einer gleichen Strecke im unbegrenzten Schacht.

2. Der Wagen, den der Löffel zum Ausschütten des Bodens erreichen kann, ist vom Schachtende E weiter entfernt als die Stelle, an der der Löffel den Boden gräbt.

Berücksichtigt man die Ausführungen zu 1. und 2. und begrenzt die Strecken, auf denen mit gleicher Teilzugzahl gebaggert wird, nach den wirklichen Wagenlängen l_w, so ergeben sich entsprechend der Darstellung in Abb. 13 folgende Stellungsbilder (senkrechte Schnitte durch die Schachtendstrecke, Abb. 14 u. 15) und Rechnungen:

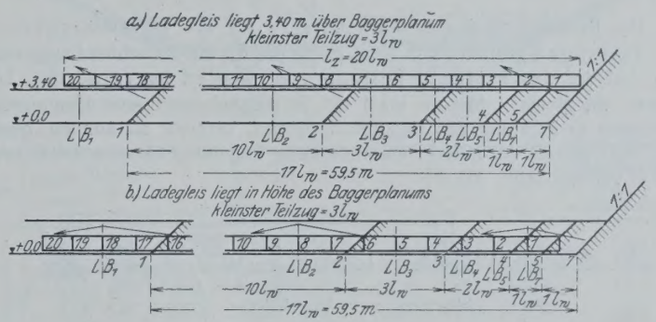


Abb. 14.

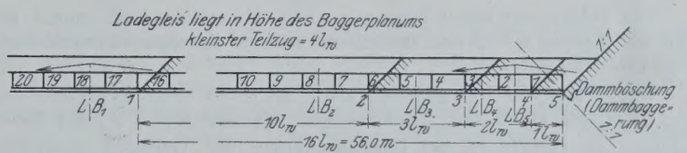
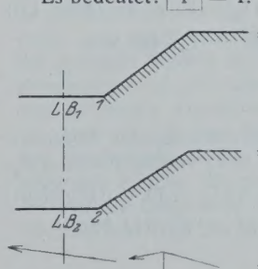


Abb. 15.

Es bedeutet: $\boxed{1}$ = 1. Wagen, $\boxed{2}$ = 2. Wagen .... $\boxed{20}$ = 20. Wagen



= Stellung des LB. vor der Böschung, bis zu der er noch mit ganzen Zügen zu baggern vermag,

= Stellung des LB. vor der Böschung, bis zu der er noch mit zwei Teilzügen zu baggern vermag usw.,

= Weg des Löffels beim Laden.

Bei Baggerung entsprechend Abb. 14a u. b ist:

$$T_e = f\,l_w\left[17\,t_3 + t_2\,(10 \cdot 2 + 3 \cdot 3 + 2 \cdot 4 + 1 \cdot 5 + 1 \cdot 7)\right]$$

$$= f\,l_w \cdot 536 \text{ Min.}$$

$$T_n = f\,l_w \cdot 17\,(t_3 + t_1) = f\,l_w \cdot 374 \text{ Min.}$$

Die Schachtbaggerung nach Abb. 14 erfordert also auf der Endstrecke von 59,5 m Länge (= 0,85 l_z) 43 % mehr Zeit als die normale Baggerung.

Bei Baggerung entsprechend Abb. 15 ist:

$$T_e = f\,l_w\left[16\,t_3 + t_2\,(10 \cdot 2 + 3 \cdot 3 + 2 \cdot 4 + 1 \cdot 5)\right]$$

$$= f\,l_w \cdot 488 \text{ Min.}$$

$$T_n = f\,l_w \cdot 16 \cdot 22 = f\,l_w \cdot 352 \text{ Min.}$$

Die Schachtbaggerung nach Abb. 15 erfordert also auf der Endstrecke von 56 m Länge (= 8,0 l_z) 38,6 % mehr Zeit als die normale Baggerung.

Die Zeiten T_e wachsen vornehmlich mit t_2; um t_2 gering zu halten, muß man die Abstellweiche so nahe wie möglich an den LB. heranlegen.

β) Dammbaggerung.

Die Beseitigung eines Erddammes, der im Kanal mit seiner Längsachse quer zur Kanalachse liegt, geschieht durch einen LB. derart, daß er zunächst einen Schlitz durch den Damm mit am Bagger stumpf endigendem Ladegleis gräbt („Schlitzbaggerung") und danach den neben dem Schlitz befindlichen Boden in einem oder mehreren Schnitten aushebt, und zwar in normaler Baggerung, wenn das Ladegleis genügend lang vorgestreckt werden kann, z. B. auf der Kanalsohle, oder in Baggerung mit Teilzügen, wenn die Länge des Ladegleises durch die fallende Dammböschung begrenzt ist (Abb. 16). Diese anormale Dammbaggerung kommt im allgemeinen nur dann zur Anwendung, wenn die Dammhöhe H größer als die Reichhöhe des LB., also $H > 6$ m ist, so daß der LB. den Boden in zwei übereinanderliegenden Stufen ausheben muß, von denen die untere bis 6 m hoch sein kann. Die Zufahrt zur Sohle der oberen Stufe geschieht gewöhnlich von der Kanalsohle aus mit Hilfe einer Rampe (1 : 30), selten vom Leinpfad aus.

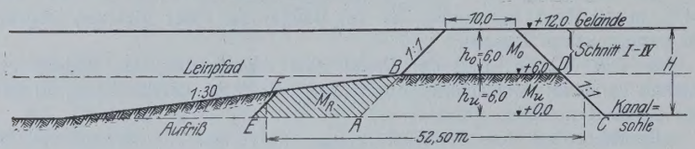


Abb. 16. LB.-Baggerung eines Erddammes von 12 m Höhe.
Oberer Teil von + 6 bis + 12: Schnitt I wird vorgeschlitzt (Teilzüge ständig 4 Wagenlängen);
Schnitt II bis IV werden in anormaler Dammbaggerung ausgehoben.

Die Berechnung des Zeitaufwandes T_d für die Dammbaggerung mit Teilzügen gestaltet sich ähnlich wie die für die Schachtendbaggerung (T_e), bei der der kleinste Teilzug vier Wagen hat (Abb. 15). Um immer mit gleichen Massen für 1 lfd. m Baggerschnitt oder Dammstufe, gemessen in Richtung des Baggerfortschrittes, rechnen zu können, denkt man sich die an der freien Dammböschung liegenden Massen $AA'C$ nach $BB'C$ verlegt (Abb. 17).

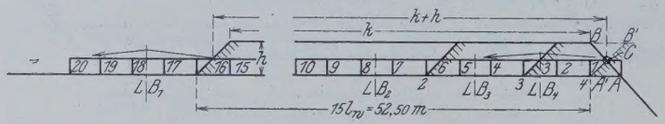


Abb. 17.

Der Fehler, der damit begangen wird, ist unbedeutend, zumal ein Teil der Massen $AA'C$ erst zusammen mit der darunterliegenden Stufe vom LB. gefördert wird.

Der Damm soll 1 : 1 geböscht sein. Ist k die Kronenbreite, $h = l_w = 3{,}50$ m die Höhe der auszuhebenden Dammstufe, ΔT_d der Mehraufwand an Zeit in % bei Dammbaggerung mit Teilzügen gegenüber dem Zeitaufwande bei normaler Baggerung $\left(\frac{T_d - T_n}{Tn}\,100\right)$, so ist für die mittlere Breite der Dammstufe $(k + h) = 15\,l_w = 52{,}50$ m (Abb. 17):

$$T_d = f\,l_w\left[15\,t_3 + t_2\,(10 \cdot 2 + 3 \cdot 3 + 2 \cdot 4)\right] = f\,l_w \cdot 448 \text{ Min.}$$

$$T_n = f\,l_w\,15\,(t_3 + t_1) = f\,l_w \cdot 330 \text{ Min.}$$

$$\Delta T_d = 35{,}8\,\%.$$

Ist $(k + h) > 52{,}5$ m, so kommt für den überschießenden Dammteil die normale Baggerung zur Anwendung. Wächst h, so verringert sich ΔT_d.

Z. B. ist für $h = 2\,l_w = 7$ m und $(k + h) = 14\,l_w = 49$ m (Grenzfall):

$$T_d = f\,l_w\left[14\,t_3 + t_2\,(10 \cdot 2 + 3 \cdot 3 + 1 \cdot 4)\right] = f\,l_w \cdot 412 \text{ Min.}$$

$$T_n = f\,l_w \cdot 14 \cdot 22 = 308 \text{ Min.}$$

$$\Delta T_d = 33{,}8\,\%.$$

Im folgenden wird mit einem mittleren $h = l_w = 3{,}50$ m gerechnet. Es ist:

Für $(k + h)$	ΔT_d %
$15\,l_w = 52{,}5$ m	35,8
$10\,l_w = 35{,}0$ „	40,0
$8\,l_w = 28{,}0$ „	43,2
$5\,l_w = 17{,}5$ „	52,7
$3\,l_w = 10{,}5$ „	57,6
$2\,l_w = 7{,}0$ „	63,7

γ) Schlitzbaggerung.

Der LB. vermag beim Durchschlitzen eines Erdsatzes auf einem Ladegleis, das neben ihm stumpf endigt, ständig Teilzüge von im allgemeinen vier Wagen zu beladen (Abb. 13a$_3$). Während die normale Beladung eines Zuges $T_n = 22$ Min. dauert, erfordert die Schlitzbaggerung für 1 Zug: $T_s = t_3 + 5\,t_2 = 40$ Min., d. h. der Mehraufwand an Zeit beim Vorschlitzen ist: $\Delta T_s = 82\,\%$.

Muß der LB.-Schnitt so eng gehalten werden, daß seine Sohlenbreite $< 9{,}5$ ist, so können die Wagen nicht mehr neben den LB. gestellt werden, da das Baggerhaus an ihnen anstoßen würde; es muß auf stumpf hinter dem LB. endigendem Ladegleis bezw. Ladegleisen mit Teilzügen a) von je 2 Wagen oder b) von je 2 · 2 Wagen gebaggert werden.

Im Falle a) ist $T_s = t_3 + 10\,t_2 = 60$ Min.; im Falle b) $T_s = t_3 + 5\,(t_2 + t_4) = 50$ Min., worin $t_4 = 2$ Min. die Zeit bedeutet, die das Aneinanderreihen der 2 und 2 Wagen zu einem Teilzug von 4 Wagen erfordert. Der Mehraufwand an Zeit beim Vorschlitzen in engen Einschnitten ist also:

a) $\Delta T_s = 173\,\%$ b) $\Delta T_s = 127\,\%$.

Das Vorschlitzen in dieser Weise ist mit Rücksicht auf den hohen Zeitaufwand nur dann anzuwenden, wenn der Baggerschnitt nicht breiter hergestellt werden darf!

Im allgemeinen muß bei dem LB.-Betrieb mit Teilzügen in der Zeiteinheit das Gleiche an Löhnen, Betriebs- und Verbrauchsstoffen, Gerätemieten, allgemeinen Unkosten usw. aufgewendet werden wie beim normalen LB.-Betrieb mit ganzen Zügen. Bei der LB.-Baggerung mit Teilzügen können z. B. die üblichen Mannschaften auf dem Bagger, auf den Lokomotiven und am Bagger nicht verringert werden; letztere sind mit dem Verlegen und Unterhalten der Abstell- und Ladegleise stark beschäftigt. Der Verbrauch an Betriebsstoffen ist bei den Lokomotiven und beim LB. nur unwesentlich geringer als bei normaler Leistung.

Sind also die Aufwendungen in der Zeiteinheit im normalen und anormalen Betriebe gleich, so erhält man die Kosten für den Aushub mit Teilzügen, indem man die normalen Aushubkosten um den gleichen %-Satz erhöht, um den sich die Gewinnungszeit erhöht.

Es kostet demnach die Schachtendbaggerung auf der Endstrecke von 59,5 m, wenn der kleinste Teilzug 3 Wagen hat, 43 %, auf der Endstrecke von 56 m, wenn der kleinste Teilzug 4 Wagen hat, 38,6 %, die Dammbaggerung mit Teilzügen je nach der mittleren Breite der Dammstufe 35,8 bis 63,7 %, die Schlitzbaggerung mit Teilzügen von 4 Wagen 82 % mehr als die normale LB.-Baggerung.

Kosten der Gewinnung und Förderung im LB.-Betrieb in R.-M./m³.

Betrieb	In Bodenart I	II	III	IV
Normaler LB.-Betrieb mit ganzen Zügen (s. Tab. b) S. 379)	**0,56**	**0,70**	**0,90**	**1,11**
Schachtendbaggerung, kleinster Teilzug drei Wagen, Endstrecke **59,5** m	0,80	1,00	1,29	1,59
Schachtendbaggerung, kleinster Teilzug vier Wagen, Endstrecke **56,0** m	0,78	0,97	1,25	1,54
Schlitzbaggerung mit Teilzügen von vier Wagen	1,02	1,27	1,64	2,02
Dammbaggerung mit Teilzügen:				
für $(k + h) = 52{,}5$ m (35,8 %)	0,76	0,95	1,22	1,51
„ „ = 45,0 „ (37,0 %)	0,77	0,96	1,23	1,52
„ „ = 35,0 „ (40,0 %)	0,78	0,98	1,26	1,56
„ „ = 28,0 „ (43,2 %)	0,80	1,00	1,29	1,59
„ „ = 20,0 „ (49,0 %)	0,83	1,04	1,34	1,65
„ „ = 14,0 „ (55,7 %)	0,87	1,09	1,40	1,73
„ „ = 10,0 „ (59,0 %)	0,89	1,11	1,43	1,77

Diese Kosten sind in Abb. 18 zeichnerisch dargestellt, ebenso die Kostenbeträge (in gestrichelten Linien), um die die Kosten des Betriebes mit Teilzügen die Kosten des normalen Betriebes übersteigen („Mehrkosten").

Die bisherigen Untersuchungen sind unter der Annahme durchgeführt, daß die auszuhebende Bodenmenge für jedes lfd. m Baggerschnitt gleichbleibt. Ist dies nicht der Fall, so müssen die Bodenmassen auf die ganze oder auf Teile der Schnittlänge gleichmäßig verteilt und die gezeigten Verfahren zur Berechnung der Mehrzeit und Kosten entsprechend angewendet werden.

Zur Ermittlung der Kosten für die Beseitigung eines Erddammes ist jeweils die Feststellung der Teilmassen nötig, die in Schlitzbaggerung, in Dammbaggerung mit Teilzügen und normaler Baggerung ausgehoben werden müssen (Abb. 16).

Im allgemeinen kann man bei regelmäßiger Form des Dammes rechnen:

Ist die Dammhöhe $H \leqq 6$ m, so sind etwa 60 % der gesamten Massen M vorzuschlitzen und etwa 40 % von M normal zu baggern.

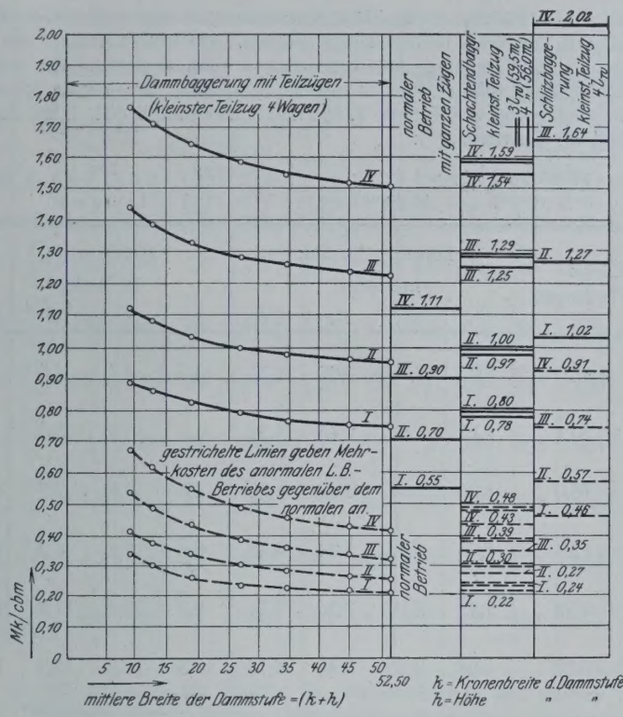


Abb. 18. Kosten der Gewinnung und Förderung im LB.-Betrieb in Mark.

Muß der Damm in zwei Stufen abgetragen werden (Abb. 16), so sind zuerst die Massen der oberen (M_o) und der unteren Stufe (M_u) zu ermitteln. Von M_o sind etwa 30 % vorzuschlitzen und etwa 70 % als Dammbaggerung mit geteilten Zügen für $(k + h_o)$ zu berechnen. Von M_u sind, wenn keine Zufahrtrampe von der Kanalsohle zur Sohle der oberen Stufe vorhanden ist, wie oben, etwa 60 % vorzuschlitzen und etwa 40 % normal zu baggern.

Ist eine Rampe vorhanden, so sind die ihr zugehörigen Massen M_R überschläglich zu berechnen, die zwischen der Dammböschung AB und der gedachten Böschung EF liegen (Abb. 16); diese ist von der freien Dammböschung CD um 52,5 m entfernt (Grenzmaß für Dammbaggerung mit Teilzügen). 80 % von $(M_u + M_R)$ sind als Dammbaggerung mit Teilzügen und 20 % als normale Baggerung zu berechnen.

Zur raschen Ermittlung der Massen eines im Kanal senkrecht zur Kanalachse liegenden Erddammes, der 1 : 1 geböscht ist, dient Abb. 19. Man denkt sich den Damm von der Höhe H und Kronenbreite k in den Kern $k \cdot J_1$, wo J_1 den Kanalquerschnitt für die Höhe H bedeutet, und in die beiden gleichen geböschten Erdsätze J_2 von der Höhe H zerlegt. Zu den H als Abszissen sind die zugehörigen J_1 und J_2 als Ordinaten aufgetragen. Der Inhalt eines Erddammes ergibt sich aus dieser Darstellung leicht:

$$J = k \cdot J_1 + 2 \cdot J_2.$$

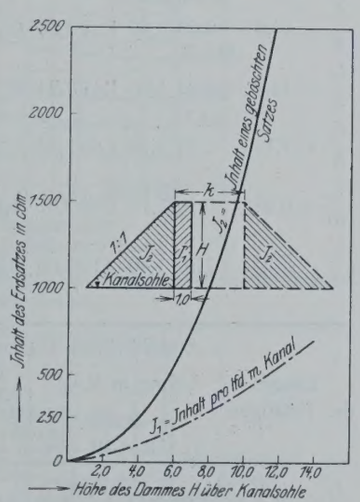


Abb. 19.

δ) Baggerung unter Brücken.

Der LB. ist imstande, Erdsätze, die unter Kanalbrücken liegengeblieben sind, zu beseitigen. Er braucht für den Durchgang unter der Brücke auf Brückenbreite einen lichten Querschnitt von etwa 10 m Höhe und etwa 16 m Breite. Ist dieser Raum nicht vorhanden, liegt die Brücke nicht hoch genug über der Kanalsohle, so muß der LB. einen Teil des Bodens unter der Kanalsohle ausheben, damit das Baggerplanum den nötigen Höhenabstand von der Brücke erhält. Das in die Sohle gegrabene Loch füllt der LB. sofort hinter sich zu, so daß das Ladegleis stets in Höhe der Kanalsohle hinter oder neben dem Bagger liegt. In Abb. 20 ist dieser Arbeitsvorgang dargestellt:

Der LB. vermag, wenn er 1 m unter der Kanalsohle arbeitet, Teilzüge von 2 bezw. 4 Wagen, wenn er 3 m unter der Kanalsohle gräbt, Teilzüge von 1 bezw. 2 Wagen zu beladen.

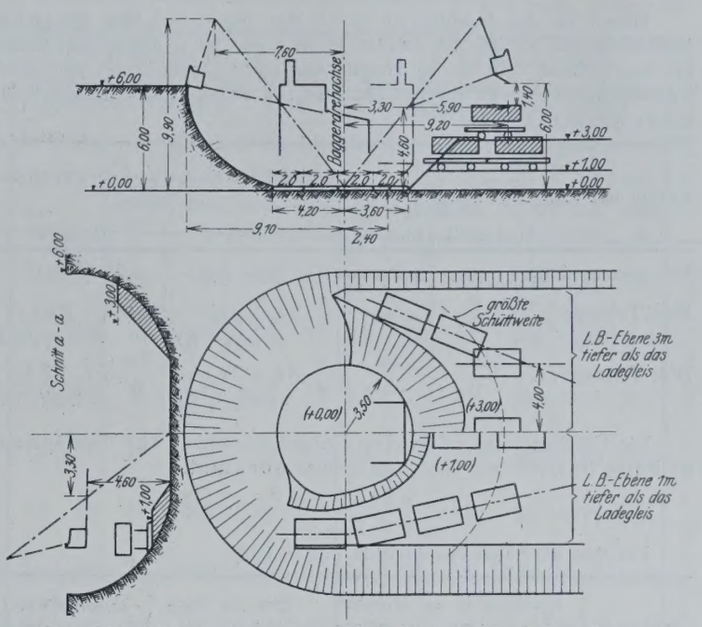


Abb. 20. Schlitzbaggerung, wenn Ladegleis und Baggerebene nicht auf gleicher Höhe liegen.

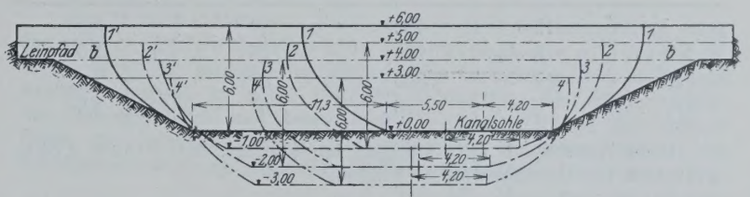


Abb. 21.

Nr.	Baggerplanum	Aushubhöhe m	Inhalt in m³ je lfd. m I. Schnitt	II. Schnitt	a_1	a_2	b	Insges.	Handaushub in % d. Gesamtaushubes
1	+ 0,0	6,0	99,75	67,78	167,55	0	30,42	197,95	15,4
2	— 1,0	6,0	91,70	65,13	138,73	18,80	36,02	192,85	18,8
3	— 2,0	6,0	92,40	36,10	89,60	35,00	26,40	151,00	17,5
4	— 3,0	6,0	90,60	27,30	65,40	52,50	15,60	133,50	11,7

a_1 = Baggeraushub über + 0,0
a_2 = „ unter + 0,0
b = Handaushub

Abb. 21 zeigt die beiden Schnitte (1—1, 1—1′; 2—2, 2—2′ usw.), die der LB. bei 6 m hoher Wand aushebt, wenn er auf der Kanalsohle + 0, auf — 1, — 2 und — 3 steht, sowie die Erdsätze b, die von Hand ausgehoben werden müssen. Der erste Schnitt ist vorzuschlitzen, der zweite normal zu baggern. Die Kosten der LB.-Arbeit im ersten Schnitt entsprechen den Kosten der Schlitzbaggerung und hängen von der Wagenzahl ab, die die Teilzüge haben können. Das Verfahren wird durch den Bodenaushub unter der Kanalsohle, der schon vor der Brücke einsetzt, da der LB. sich vor der Brücke auf die notwendige Tiefe herunterarbeiten muß, und durch den Handaushub der Erdsätze b besonders verteuert. Bei geringen Massen des Erdsatzes und tiefer Lage der Brücke über der Kanalsohle wird sich daher der Handbetrieb als wirtschaftlicher erweisen; dies ist jeweils nachzuprüfen.

Muß ein LB. zur Beseitigung eines Erdsatzes besonders umgebaut und der Betrieb für den LB. besonders eingerichtet werden, so entstehen besondere Kosten, die den Aushub des Erdsatzes belasten.

Für die Folge wird für den besonderen Umbau eines LB.-Betriebes mit 1500 R.-M. gerechnet werden.

3. Anormaler Handbetrieb.

Der Handbetrieb kann stets so eingerichtet werden, daß zur Bodengewinnung immer nur die der Wagenzahl entsprechende Anzahl Arbeiter eingesetzt wird. Sind also zum Beladen von w Wagen a Arbeiter erforderlich, so werden z. B. zum Beladen von $\frac{w}{2}$ Wagen $\frac{a}{2}$ Arbeiter, zum Beladen von $\frac{w}{3}$ Wagen $\frac{a}{3}$ Arbeiter usw. eingesetzt. Die Handgewinnung verursacht daher beim Betriebe mit Teilzügen nur insofern Mehrkosten an Löhnen gegenüber dem Handbetriebe mit ganzen Zügen, als die zur Gewinnung eingesetzten Arbeiter während der Fahrten der Teilzüge zum Abstellgleis Pausen machen müssen. Es soll außer acht gelassen werden, daß die Arbeiter während der Pausen gewisse Arbeit, z. B. Lösen des Bodens, leisten können.

Haben für den Handbetrieb $t_1 = 2$ Min. und $t_2 = 4$ Min. die gleiche Bedeutung wie für den LB.-Betrieb (S. 380) und ist t_3 die für jede Bodenart verschiedene Zeit, die zur Handladung eines ganzes Zuges von 20-m³-Kastenkippern ($l_z = 62$ m) notwendig ist, so erfordert die Gewinnung eines ganzen Zuges:

Anzahl der Züge	Anzahl der Arbeiter in Boden		Lohnaufwand in Lohnstunden in Boden	
	I u. II	III u. IV	I u. II	III u. IV
Ein ganzer Zug	a	$2a$	$a(t_3 + t_1)$	$2a(t_3 + t_1)$
Zwei Teilzüge . .	$\frac{a}{2}$	a	$\frac{a}{2}(2t_3 + 2t_2) = a(t_3 + t_2)$	$a(2t_3 + 2t_2) = 2a(t_3 + t_2)$
Drei Teilzüge . .	$\frac{a}{3}$	$\frac{2a}{3}$	$\frac{a}{3}(3t_3 + 3t_2) = a(t_3 + t_2)$	$\frac{2a}{3}(3t_3 + 3t_2) = 2a(t_3 + t_2)$

Die Erhöhung des normalen Lohnaufwandes für Gewinnung ist beim Betrieb mit Teilzügen also konstant

$$= \frac{t_2 - t_1}{t_3 + t_1} = \frac{2}{t_3 + t_1}.$$

Für den normalen Handbetrieb gilt (S. 379):

Bodenart	Leistung in 10 Stunden		Zeit für Zugabfertigung	Lohnaufwand für Gewinnung
	Anzahl der Züge	Massen m³	$t_3 + t_1$ Min.	L.-Std./m³
I	12	432	50	0,9
II	8	256	75	1,5
III	12	336	50	2,4
IV	9	216	67	3,8

Beim Handbetrieb mit Teilzügen ist demnach mit einem Lohnaufwand für Gewinnung zu rechnen:

In Boden I $0{,}9 + 0{,}9\frac{2}{50} = 0{,}94$ L.-Std./m³

„ „ II $1{,}5 + 1{,}5\frac{2}{75} = 1{,}54$ „ „

„ „ III $2{,}4 + 2{,}4\frac{2}{50} = 2{,}50$ „ „

„ „ IV $3{,}8 + 3{,}8\frac{2}{65} = 3{,}94$ „ „

Aus der vorletzten Tabelle erkennt man, daß, wenn von dem geringfügigen Unterschiede zwischen t_2 und t_1 abgesehen wird ($t_2 = t_1$), die Gewinnungszeiten in gleichem Maße wachsen wie die Anzahl der Teilzüge: Die Beladung eines Zuges dauert z. B. im Betriebe mit drei Teilzügen dreimal so lange wie im normalen Betriebe mit ganzen Zügen. Ebenso gilt auch, daß die Leistungen umgekehrt proportional sind der Anzahl der Teilzüge und gerade proportional den Zug- bezw. Teilzuglängen.

Erheblich mehr als durch die Gewinnung werden die Kosten des anormalen Handbetriebes durch die Förderung und die unter „Verschiedenes“ zusammengefaßten dauernden Ausgaben beeinflußt.

Bei Betrieb mit Teilzügen, also bei abnehmender Leistung, kann der Aufwand an Maschinistenlöhnen und Kohlen für die Lokomotiven gar nicht oder nur wenig herabgemindert werden. Es wird angenommen, daß in Boden I und III wegen der kurzen Ladezeit von 48 Min. und des zwölfmaligen Umsetzens der Teilzüge ständig eine Lokomotive zur vollen Verfügung gehalten werden muß, in Boden II und IV dagegen die Lokomotive wegen der längeren Ladezeit und des weniger zahlreichen Umsetzens vom fünften Teilzug ab gerechnet, auch zu anderen Arbeiten ausgenutzt wird (etwa 20 bis 50 %). Demgemäß und entsprechend der Beanspruchung der Lokomotive ist der Aufwand an Lok.-Masch.-Stunden (1 Lok.-Masch.-Stunde = 1,15 L.-Std.) und Kohlen eingesetzt. Zugrunde gelegt ist auch hier das Laden des Bodens von Gleishöhe aus, ungestörter Betrieb, 3 km Förderweite, 15 bis 20 m Steigung vom Schacht zur Kippe.

Die Förderung verursacht danach nebenstehende Aufwendungen (Seite 385 oben).

Die Kosten „Verschiedenes“ (Verzinsung, Abschreibung, Ausbesserung der Geräte, Betriebs- und Verbrauchstoffe usw., vergl. S. 378), die für den normalen Handbetrieb in Boden I = 0,24 R.-M./m³, in Boden II = 0,27 R.-M./m³, in Boden III = 0,31 R.-M./m³, in Boden IV = 0,35 R.-M./m³ gesetzt waren, wachsen im Handbetrieb mit Teilzügen nicht im gleichen Maße, wie die Leistungen abnehmen. Denn mit Verringerung der Leistungen verringert sich auch die Beanspruchung der Geräte und der Aufwand an Schmier-, Putz- und Verbrauchsstoffen. Diese Verringerung, die beim LB.-Betriebe vernachlässigt werden konnte, muß beim Handbetrieb mit Teilzügen berücksichtigt werden, weil die Leistung mit der Verkürzung der Teilzüge außerordentlich schnell abnimmt. Die Kosten „Verschiedenes“ sollen daher so angesetzt werden, wie es die folgende Tabelle zeigt (vergl. die Tabelle S. 385 und Aufstellung S. 384, 1. Sp. „Lohnaufwand für Gewinnung“):

Kosten der Gewinnung und Förderung von 1 m³ Boden im Handbetrieb mit Teilzügen.

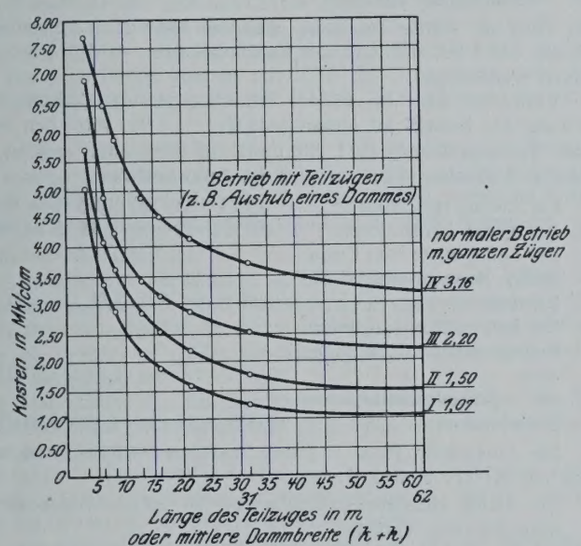
Länge des Teilzuges	Löhne in L.-Std. in Boden				Kohle in kg in Boden			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
$\frac{l_z}{2} = 31{,}0$ m	1,07	1,76	2,66	4,20	3,5	4,7	4,5	6,0
$\frac{l_z}{3} = 20{,}7$ „	1,13	1,86	2,75	4,32	4,5	6,5	5,8	8,3
$\frac{l_z}{4} = 16{,}0$ „	1,20	1,97	2,83	4,45	5,6	7,8	7,2	10,2
$\frac{l_z}{5} = 12{,}4$ „	1,26	1,99	2,94	4,48	6,5	7,8	8,2	10,2
$\frac{l_z}{8} = 7{,}75$ „	1,45	2,19	3,20	4,71	9,3	10,9	11,9	14,3
$\frac{l_z}{10} = 6{,}20$ „	1,58	2,25	3,36	4,73	10,5	11,6	13,2	15,0
$\frac{l_z}{20} = 3{,}10$ „	2,19	2,60	4,23	5,19	18,0	19,3	23,5	25,0

Länge des Teilzuges	Löhne in R.-M. in Boden				Kohle in R.-M. in Boden				Verschiedenes in R.-M. in Boden			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
$\frac{l_z}{2} = 31{,}0$ m	0,54	0,88	1,33	2,10	0,11	0,14	0,14	0,18	0,36	0,40	0,50	0,60
$\frac{l_z}{3} = 20{,}7$ „	0,57	0,93	1,38	2,16	0,14	0,20	0,17	0,25	0,54	0,60	0,70	0,80
$\frac{l_z}{4} = 16{,}0$ „	0,60	0,99	1,42	2,23	0,17	0,23	0,22	0,31	0,72	0,80	0,90	1,00
$\frac{l_z}{5} = 12{,}4$ „	0,63	1,00	1,47	2,24	0,20	0,23	0,25	0,31	0,90	1,00	1,10	1,30
$\frac{l_z}{8} = 7{,}75$ „	0,73	1,10	1,60	2,36	0,28	0,33	0,36	0,43	1,30	1,40	1,60	1,90
$\frac{l_z}{10} = 6{,}20$ „	0,79	1,13	1,68	2,37	0,32	0,35	0,40	0,45	1,60	1,80	2,10	2,30
$\frac{l_z}{20} = 3{,}10$ „	1,10	1,30	2,12	2,60	0,54	0,58	0,71	0,75	2,40	2,70	3,10	3,50

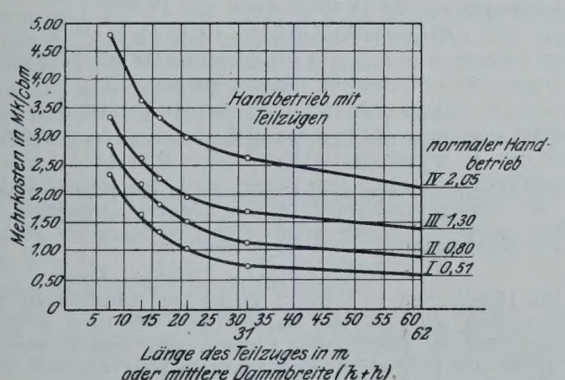
Länge des Teilzuges	Einschließlich allgemeiner Unkosten: Löhne in R.-M. in Boden				Kohle und Verschiedenes in R.-M. in Boden				Im ganzen R.-M. in Boden			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
$\frac{l_z}{2} = 31{,}0$ m	0,72	1,17	1,77	2,79	0,57	0,66	0,78	0,95	1,29	1,83	2,55	3,74
$\frac{l_z}{3} = 20{,}7$ „	0,76	1,24	1,83	2,87	0,83	0,98	1,06	1,28	1,59	2,22	2,89	4,15
$\frac{l_z}{4} = 16{,}0$ „	0,80	1,32	1,89	2,96	1,09	1,26	1,24	1,60	1,89	2,58	3,13	4,56
$\frac{l_z}{5} = 12{,}4$ „	0,84	1,33	1,95	2,98	1,34	1,50	1,53	1,96	2,18	2,83	3,48	4,94
$\frac{l_z}{8} = 7{,}75$ „	0,97	1,46	2,12	3,14	1,93	2,11	2,14	2,84	2,90	3,57	4,26	5,98
$\frac{l_z}{10} = 6{,}20$ „	1,05	1,50	2,24	3,15	2,34	2,62	2,68	3,36	3,39	4,12	4,92	6,51
$\frac{l_z}{20} = 3{,}10$ „	1,46	1,73	2,82	3,46	3,58	4,00	4,16	4,27	5,04	5,73	6,98	7,73

Teilzuglänge	In Bodenart I Normalleistung 12 Züge/10 Std. Umsetzen 12mal in 10 Std.						In Bodenart II Normalleistung 8 Züge/10 Std. Umsetzen 8mal in 10 Std.						In Bodenart III Normalleistung 12 Züge/10 Std. Umsetzen 12mal in 10 Std.						In Bodenart IV Normalleistung 9 Züge/10 Std. Umsetzen 9mal in 10 Std.						Teilzuglänge
	Leistung in 10 Std.		Aufwand in 10stünd. Schicht		für 1 m³		Leistg. in 10 Std.		Aufwand in 10stünd. Schicht		für 1 m³		Leistg. in 10 Std.		Aufwand in 10stünd. Schicht		für 1 m³		Leistg. in 10 Std.		Aufwand in 10stünd. Schicht		für 1 m³		
	Züge	m³	Masch.-Std.	Kohle kg	Löhne L.-Std.	Kohle kg	Züge	m³	Masch.-Std.	Kohle kg	Löhne L.-Std.	Kohle kg	Züge	m³	Masch.-Std.	Kohle kg	Löhne L.-Std.	Kohle kg	Züge	m³	Masch.-Std.	Kohle kg	Löhne L.-Std	Kohle kg	
$\frac{l_z}{2}$	$\frac{12}{2}=6{,}0$	216	24	750	0,13	3,5	4,0	128	24	600	0,22	4,7	6,0	168	24	750	0,16	4,5	4,5	108	24	650	0,26	6,0	$\frac{l_z}{2}$
$\frac{l_z}{3}$	$\frac{12}{3}=4{,}0$	144	24	650	0,19	4,5	2,7	85	24	550	0,32	6,5	4,0	112	24	650	0,25	5,8	3,0	72	24	600	0,38	8,3	$\frac{l_z}{3}$
$\frac{l_z}{4}$	$\frac{12}{4}=3{,}0$	108	24	600	0,26	5,6	2,0	64	24	500	0,43	7,8	3,0	84	24	600	0,33	7,2	2,25	54	24	550	0,51	10,2	$\frac{l_z}{4}$
$\frac{l_z}{5}$	$\frac{12}{5}=2{,}4$	86	24	550	0,32	6,5	1,4	51	20	400	0,45	7,8	2,4	67	24	550	0,44	8,2	1,8	43	20	440	0,54	10,2	$\frac{l_z}{5}$
$\frac{l_z}{8}$	$\frac{12}{8}=1{,}5$	54	24	500	0,51	9,3	1,0	32	18	350	0,65	10,9	1,5	42	24	500	0,70	11,9	1,1	27	18	385	0,77	14,3	$\frac{l_z}{8}$
$\frac{l_z}{10}$	$\frac{12}{10}=1{,}2$	43	24	450	0,64	10,5	0,8	26	16	300	0,71	11,6	1,2	34	24	450	0,86	13,2	0,9	22	15	330	0,79	15,0	$\frac{l_z}{10}$
$\frac{l_z}{20}$	$\frac{12}{20}=0{,}6$	22	24	400	1,25	18,0	0,4	13	12	250	1,06	19,3	0,6	17	24	400	1,73	23,5	0,45	11	12	275	1,25	25,0	$\frac{l_z}{20}$

In Abb. 22 sind die Kosten des Handbetriebes mit ganzen Zügen und Teilzügen, ferner dessen Mehrkosten gegenüber dem normalen LB.-Betrieb zeichnerisch dargestellt. Diese Mehrkosten werden später zu



Kosten der Gewinnung und Förderung im Handbetrieb in R.-M./m³ (Lokomotivförderung).



Mehrkosten des Handbetriebes gegenüber dem normalen LB.-Betrieb in R.-M./m³.

Abb. 22.

Kostenvergleichen benötigt. Für die Darstellung in Abb. 22 ist angenommen worden, daß die Kosten des Handbetriebes mit Teilzügen zwischen den in der Tabelle auf S. 384 errechneten Werten mit der Verkürzung der Teilzüge stetig wachsen.

Der Handbetrieb mit Teilzügen kommt zur Anwendung, wenn der auszuhebende Erdsatz eine geringere Breite als eine Zuglänge (< 62 m), gemessen in Richtung des Ladegleises, hat, z. B. beim Aushub schmaler, im Kanal liegender Erddämme. Als mittlere Länge des Teilzuges darf man beim Aushub solcher Dämme die mittlere Breite des Dammes oder der Dammstufe $(k + h)$ setzen, für die der Aushubquerschnitt als ungefähr gleichbleibend angesehen werden kann (Abb. 23). Die Länge des Teilzuges ändert sich, im Gegensatz zum LB.-Betrieb, während des Aushubes des Dammes im großen ganzen nicht, da alle Wagen des Teilzuges ständig gleichzeitig beladen werden können.

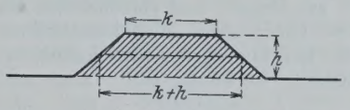


Abb. 23.

Der Betrieb mit Teilzügen von wenigen Wagen ist infolge der hohen Förderkosten außerordentlich teuer und muß soweit wie möglich vermieden werden. Man kann u. U. die Teilzuglänge vergrößern, indem man das Ladegleis möglichst parallel zum längsten Durchmesser des Erdsatzes verlegt. Sind kurze Teilzüge nicht zu umgehen, so ist zu prüfen, ob nicht der Einbau oder die Ablagerung des Bodens in nächster Nähe der Gewinnungsstelle möglich und die Förderung mit 60-cm-Spur-Lokomotivbetrieb oder von Hand mit Muldenkippern wirtschaftlicher ist als die 90-cm-Spur-Lokomotivförderung.

Im allgemeinen findet der Lokomotiv-Handbetrieb mit Teilzügen von ein bis drei Wagen, wie er z. B. beim Vorschlitzen von Erdsätzen vorkommen könnte, der hohen Kosten wegen keine Anwendung; die für diese kurzen Teilzuglängen ermittelten Kosten haben daher nur theoretischen Wert.

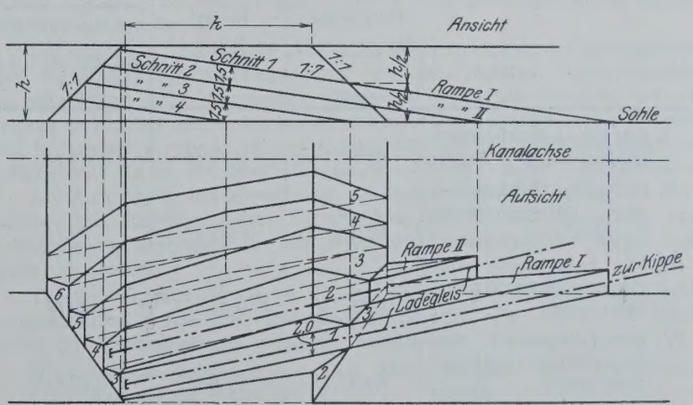


Abb. 24. Vorschlitzen von Hand durch einen Erddamm. Dammhöhe $h \leqq 6$ m.

Abb. 24 veranschaulicht das zweckmäßige Vorgehen beim Vorschlitzen eines Erddammes im Handbetrieb. Es wird zuerst eine Rampe I aus dem Boden des Schnittes 1 von Hand bis zur halben Dammhöhe aufgeschüttet. Auf dieser wird das Ladegleis verlegt, und die Schnitte 2 (etwa 1 bis 1,5 m tiefer) werden in üblicher Seitenladung mit Teilzügen ausgehoben. Dann wird das Ladegleis auf eine kleinere,

aus dem Boden der Rampe I hergestellte Rampe II und die Sohle des Schnittes 2 verlegt, und die Schnitte 3 und der Boden der Rampe I werden weggeladen usw.

Um dieser Vorschlitzarbeit Rechnung zu tragen, genügt es für die überschlägliche Kostenberechnung, die dreifachen Massen der Rampen I, II, III usw. $(3\,M_{R2})$ den Massen des Dammes M hinzuzuschlagen und die mittlere Dammbreite $(k+h)$ um $\frac{3\,M_{R2}}{M}$ zu vergrößern.

Ist der Damm höher als 6 m, so darf das gezeigte Verfahren im allgemeinen nicht mehr durchweg angewendet werden, weil die hohen Abtragsböschungen die Bodengewinnung zu stark erschweren würden. Es ist dann wie folgt zu verfahren: An den Damm anschließend, wird von dem Bagger, der den Kanal aushebt, eine Rampe (etwa 1 : 15) in voller Kanalbreite von solcher Höhe stehengelassen, daß die Höhe des über der Rampe liegenden Dammteiles nicht mehr als 6 m ausmacht (Abb. 25).

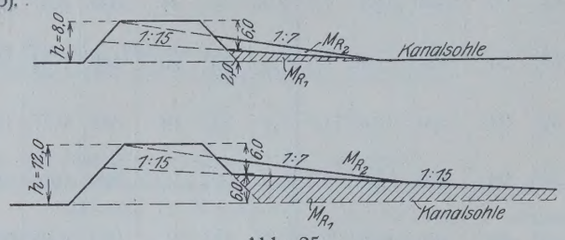


Abb. 25.

Auf dieser breiten Rampe baut sich dann das vorher geschilderte Verfahren mit Rampen I, II, III usw. (1 : 7) auf. Um dieser Rampenarbeit bei Dämmen mit $h > 6$ m Rechnung zu tragen, genügt es für die überschlägliche Kostenberechnung, die Massen der Hauptrampe (M_{R1}) und die dreifachen Massen der Rampen I, II, III usw. $(3\,M_{R2})$ den Massen des Dammes M hinzuzurechnen und die mittlere Dammbreite $(k+h)$ um $\frac{M_{R1}+3\,M_{R2}}{M}$ zu vergrößern.

Die Bauverfahren und Kosten für den Bagger- und Handaushub, insbesondere von kleinen Erdsätzen, sind mit größerer Ausführlichkeit behandelt worden, weil ihre Kenntnis zur Bestimmung des wirtschaftlichsten Bauvorganges an Kunstbaustellen unbedingt notwendig ist.

c) Ermittlung der Kosten von Hilfsbrücken, Lehr- und Aufstellgerüsten.

Es muß nun auf die Kosten des Baues und Abbruchs von hölzernen Hilfsbrücken, die zur vorübergehenden Überführung von Wegen und Wasserläufen über den Kanal dienen, und von Lehr- und Aufstellgerüsten für Kanalbrücken eingegangen werden. Für die schnelle überschlägliche Berechnung dieser Kosten soll eine Formel gesucht werden.

Nach Hugo Ritter[3]) werden für kräftig gebaute Gerüste 0,03 bis 0,04 m³ Holz und für Lehrgerüste 0,04 bis 0,07 m³ Holz für 1 m³ verbauten Luftraum (V) benötigt, worunter der ganze vom Gerüst eingenommene Raum zu verstehen ist. Verfasser hat aus den Holzauszügen ausgeführter Hilfsbrücken und Lehrgerüste folgenden Holzbedarf gefunden:

	Holzbedarf im ganzen H m³	Bedarf an Rundholz m³	Bedarf an Abbundholz H_b (einschließlich Bohlenbelag bezw. Schalung) $H_b = i\,H$ lfd. m
I. Für kleine Hilfsbrücken (Hölzer bis 20 × 20 cm)	0,05 V	0,12 H	35 H
II. Für große Hilfsbrücken mit mittelschwerem Verkehr*	0,045 V	0,36 H	29 H
III. Für Lehrgerüste von Bogenbrücken mit Fahrbahn unten	0,05 V	0,48 H	40 H
IV. Für Lehrgerüste von Bogenbrücken mit Fahrbahn oben	0,07 V	0,16 H	27 H
V. Für Aufstellgerüste von eisernen Brücken . .	0,025 V	0,12 H	35 H

* Verkehrslast: Lastwagen von 6 t Gewicht, davor vier Pferde.

Es wird dementsprechend damit gerechnet, daß der Rundholzbedarf für größere Hilfsbrücken und Lehrgerüste von Eisenbeton-Bogenbrücken mit Fahrbahn unten 36 % von H und für kleine Hilfsbrücken (Hölzer bis 20 · 20 cm und Brückenhöhe $\leqq 4$ m) und Lehrgerüste von Betonbogenbrücken mit Fahrbahn oben 12 % von H ist.

Bezeichnet P_r den Preis für Rundholz, P_k den Preis für Kantholz in R.-M./m³ frei Baustelle, nimmt man an, daß 70 % von H beim Bau verlorengehen, und schlägt 22 % allgemeine Unkosten und 15 % für Baubolzen und -klammern (35 kg für 1 m³ Holz) einschließlich Anbringen hinzu, so sind die **Baustoffkosten in R.-M.:**

I. Für kleine Hilfsbrücken:
$$0{,}05\,V(0{,}12\cdot 0{,}70\cdot 1{,}37\,P_r + 0{,}88\cdot 0{,}70\cdot 1{,}37\,P_k) = 0{,}05\,V\,(0{,}115\,P_r + 0{,}84\,P_k).$$

II. Für große Hilfsbrücken:
$$0{,}045\,V\,(0{,}35\,P_r + 0{,}61\,P_k).$$

III. Für Lehrgerüste von Eisenbeton-Bogenbrücken mit Fahrbahn unten:
$$0{,}05\,V\,(0{,}36\cdot 0{,}70\cdot 1{,}37\,P_r + 0{,}64\cdot 0{,}70\cdot 1{,}37\,P_k) = 0{,}05\,V\,(0{,}35\,P_r + 0{,}61\,P_k).$$

IV. Für Lehrgerüste von Betonbogenbrücken mit Fahrbahn oben:
$$0{,}07\,V\,(0{,}115\,P_r + 0{,}84\,P_k).$$

V. Für Aufstellgerüste von eisernen Brücken (Holzverlust 50 %):
$$0{,}025\,V\,(0{,}12\cdot 0{,}50\cdot 1{,}37\,P_r + 0{,}88\cdot 0{,}50\cdot 1{,}37\,P_k) = 0{,}025\,V\,(0{,}082\,P_r + 0{,}6\,P_k).$$

Das Abbinden, Aufstellen und Abbrechen von 1 lfd. m Gerüstholz (einschl. Beförderung vom Lagerplatz zum Bauplatz und zurück) kostet (nach Hugo Ritter):

Für kleine Hilfsbrücken und Aufstellgerüste mit Holzabmessungen 10 · 10 bis 20 · 20 cm . . . . . 2,2 — 3, i. M. 2,6 L.-Std./lfd. m
Für große Holzbauten mit Holzabmessungen bis 30 · 30 cm . . 2,5 — 3,5, i. M. 3 „ „ „
Es kostet ferner das Anbringen und Abbrechen von Bohlenbelag bezw. Schalung auf Gerüsten . . . . 1,1 — 1,8, i. M. 1,45 L.-Std./m²;

also etwa die Hälfte von dem, was das Abbinden, Aufstellen und Abbrechen von 1 lfd. m Rund- oder Kantholz kostet, so daß 1 m² = 0,5 lfd. m gesetzt werden darf.

Verwertet man die in der Tabelle gegebenen Zahlen für die Ermittlung des Bedarfs an Abbundholz $(H_b = i\,H)$, setzt den Stundenlohn eines Tiefbauarbeiters (1 L.-Std.) = S in R.-M. und rechnet 33 % allgemeine Unkosten hinzu, so sind **die Lohnkosten:**

I. Für kleine Hilfsbrücken . . $0{,}05\,V\cdot 35\cdot 2{,}6\cdot 1{,}33\cdot S = 0{,}05\,V\cdot 121\,S$
II. Für große Hilfsbrücken . . $0{,}045\,V\cdot 29\cdot 3{,}0\cdot 1{,}33\cdot S = 0{,}05\,V\cdot 116\,S$
III. Für Lehrgerüste von Eisenbeton-Bogenbrücken mit Fahrbahn unten . . . . $0{,}05\,V\cdot 40\cdot 3{,}0\cdot 1{,}33\,S = 0{,}05\,V\cdot 160\,S$
IV. Für Lehrgerüste von Beton-Bogenbrücken mit Fahrbahn oben . . . . . $0{,}07\,V\cdot 27\cdot 3{,}0\cdot 1{,}33\,S = 0{,}07\,V\cdot 108\,S$
V. Für Aufstellgerüste von Eisenbrücken . . . . . $0{,}025\,V\cdot 35\cdot 2{,}6\cdot 1{,}33\,S = 0{,}025\,V\cdot 121\,S$

Die Gesamtkosten für den Bau und Abbruch betragen demnach im Mittel in R.-M.:

I. Für kleine Hilfsbrücken (Hölzer bis 20 · 20 cm, Brückenhöhe $\leqq 4$ m, mittelschwerer Verkehr):
$$K_{\mathrm{I}} = 0{,}050\,V\,(0{,}115\,P_r + 0{,}84\,P_k + 121\,S)$$

II. Für große Hilfsbrücken: a) mit mittelschwerem Verkehr (Verkehrslast: Lastwagen von 6 t Gewicht, davor vier Pferde):
$$K_{\mathrm{II\,a}} = 0{,}045\,V\,(0{,}35\,P_r + 0{,}61\,P_k + 116\,S)$$
b) mit schwerem Verkehr (Verkehrslast: Lastwagen von 12 t Gewicht, davor 4 Pferde):
$$K_{\mathrm{II\,b}} = 0{,}06\,V\,(0{,}35\,P_r + 0{,}61\,P_k + 116\,S)$$

III. Für Lehrgerüste von Eisenbeton-Bogenbrücken mit Fahrbahn unten:
$$K_{\mathrm{III}} = 0{,}05\,V\,(0{,}35\,P_r + 0{,}61\,P_k + 160\,S)$$

IV. Für Lehrgerüste von Betonbogenbrücken mit Fahrbahn oben:
$$K_{\mathrm{IV}} = 0{,}07\,V\,(0{,}115\,P_r + 0{,}84\,P_k + 108\,S)$$

V. Für Aufstellgerüste von eisernen Brücken:
$$K_{\mathrm{V}} = 0{,}025\,V\,(0{,}082\,P_r + 0{,}6\,P_k + 121\,S)$$

Die Hilfsbrücken zu I und II dienen zur Überführung sowohl von Straßenverkehr als auch von Wasserläufen. Es ist u. a. besonders zu beachten, daß die vorstehenden Formeln sich ändern, wenn der beim Bau eintretende Holzverlust einen anderen Wert als 70 % (bezw. 50 % bei Aufstellgerüsten von eisernen Brücken) hat.

Für $P_r = 50$ R.-M./m³, $P_k = 70$ R.-M/m³, $S = 0{,}50$ R.-M./L.-Std. ist:

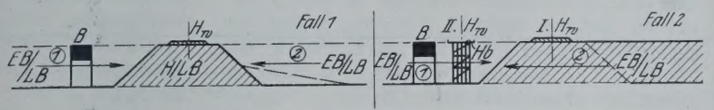
$K_{\mathrm{I}} = 6{,}25\,V$ $\quad K_{\mathrm{III}} = 7{,}01\,V$
$K_{\mathrm{II\,a}} = 5{,}32\,V$ $\quad K_{\mathrm{IV}} = 8{,}30\,V$
$K_{\mathrm{II\,b}} = 7{,}09\,V$ $\quad K_{\mathrm{V}} = 2{,}66\,V.$

Mit diesen Zahlen soll bei den folgenden Kostenvergleichen gerechnet werden. Zur raschen Ermittlung des verbauten Luftraumes V dient Abb. 19: $V = b\cdot J_1$, worin b die mittlere Breite der Hilfsbrücke bedeutet.

[3]) Hugo Ritter: „Kostenberechnung im Ingenieurbau". Berlin 1922. Verlag von Julius Springer.

d) Die Wahl zwischen Erddamm und Holzbrücke zur Überführung des Hilfsweges über den Kanal.

Bei der Bestimmung des Bauvorganges an Kunstbaustellen ist oft die Frage zu entscheiden: Ist es zur Überführung eines Hilfsweges oder Hilfswasserlaufes über den Kanal wirtschaftlicher, einen Erddamm im Kanal stehenzulassen, der später gesondert im anormalen LB.- oder Handbetrieb beseitigt werden muß (Fall I, Abb. 26), oder eine Hilfsbrücke zu errichten, so daß der Schacht zusammenhängend restlos mit EB. oder LB. gebaggert werden kann (Fall II, Abb. 26).



B = Brücke. Hw = Hilfsweg. Hb = Hilfsbrücke. H = Handaushub.

Abb. 26.

Die Kosten des normalen EB.-Betriebes und LB.-Betriebes (S. 379) sind fast gleich hoch; sie sollen, ebenso wie die Kosten der Schachtendbaggerung mit LB. und mit EB., für die folgenden Kostenvergleiche einander gleich gesetzt werden. Sowohl im Falle I als auch im Falle II muß von links und rechts her je einmal Schachtendbaggerung stattfinden; ihre Kosten können deshalb außer acht gelassen werden, und es brauchen den Kosten des anormalen Dammaushubes in Fall I nur die Kosten des normalen LB.-Aushubes in Fall II, soweit sie sich auf die gleiche Bodenmenge, wie sie der Damm enthält, beziehen, nebst den Kosten der Hilfsbrücke gegenübergestellt zu werden. — Im Fall II entstehen durch die Verlegung des Hilfsweges auf die Hilfsbrücke gewisse Mehrkosten gegenüber Fall I, die aber vernachlässigt werden sollen, da sie gewöhnlich verhältnismäßig gering sind.

Es sind also nur die „Mehrkosten", die der anormale LB.- oder Handbetrieb gegenüber dem normalen LB.-Betrieb beim Aushub des Erddammes erfordert, mit den Kosten der Hilfsbrücke zu vergleichen! Die Mehrkosten können mit Hilfe der vorangegangenen Ausführungen und der Kostendarstellungen in Abb. 18 u. 22 leicht berechnet werden.

In den Tabellen auf S. 388 sind die Damminhalte und Rampeninhalte für verschiedene Höhen h und Kronenbreiten k und die Mehrkosten des LB.- und Handbetriebes in den einzelnen Bodenarten, ferner die Kosten der Hilfsbrücke für verschiedene Brückenbreiten b ermittelt worden.

Die Zusammenstellung lehrt:

1. Der Aushub des Erddammes im LB.-Betrieb ist weit billiger als im Handbetrieb, auch dann, wenn die Kosten für einen besonderen Umbau des LB.-Betriebes (1500 R.-M.) hinzukommen. Die Überlegenheit des LB. ist um so größer, je größer die Massen des Dammes sind und je schwerer der Boden ist.

2. Die Mehrkosten des LB.-Betriebes sind stets niedriger als die Kosten einer Hilfsbrücke, im allgemeinen auch dann, wenn ein besonderer LB.-Umbau die Kosten vermehrt.

Es ist also wirtschaftlich richtig, zur Überführung eines Hilfsweges einen Erddamm stehenzulassen, wenn dieser später im LB.-Betrieb beseitigt werden kann.

3. Ob die Hilfsbrücke billiger oder teurer ist als die Beseitigung des Dammes im Handbetrieb, hängt vornehmlich von der erforderlichen Kronenbreite des Dammes k und der erforderlichen Brückenbreite b ab. Ist z. B. in Boden I $k = 8$ m, in Boden II $k = 9$ m, in Boden III und IV $k = 11$ m und $b = 5$ m, so sind die Kosten der Hilfsbrücke stets geringer als die Mehrkosten des Handaushubes, ausgenommen in Boden I für alle Dammhöhen und in Boden II für $h \leqq 4$ m.

Im allgemeinen ist die Verwendung einer Hilfsbrücke in den schweren Bodenarten III und IV dem Stehenlassen eines Erddammes, der später nur im Handbetrieb beseitigt werden kann, vorzuziehen; in den Bodenarten I und II jedoch nur dann, wenn der Erddamm verhältnismäßig große, die Hilfsbrücke verhältnismäßig kleine Abmessungen hat. Das wirtschaftlichere Verfahren ist jeweils durch Kostenberechnung ausfindig zu machen.

Folgendes ist besonders zu berücksichtigen:

1. Besteht der stehenzulassende Erddamm aus Boden, der zu Rutschungen neigt (Lehm und Ton), so sind flachere Böschungen als 1 : 1 und eine im Verhältnis zur Breite des Hilfsweges große Kronenbreite anzuordnen. Dadurch erhöhen sich die Massen des Erddammes und damit die Kosten für seine Beseitigung. In rutschgefährlichem Boden ist die Hilfsbrücke als das standfähigere Bauwerk dem Erddamm vorzuziehen.

2. Die angegebenen mittleren Kosten für den Erdaushub erhöhen sich, wenn bei ungünstiger Witterung, zumal auf der Kanalsohle, auf der sich leicht Wasser ansammelt, gefördert werden muß.

3. Der Erddamm schließt die beiden benachbarten Schächte vollständig ab. Die Hilfsbrücke dagegen gestattet bei geeigneter Bauart das Durchfahren von Zügen und LB. von einem Schacht in den anderen; auch kann Wasser frei durchfließen, so daß sich u. U. Wasserhaltungskosten sparen lassen.

4. Kommt Grundwasser über der Kanalsohle vor, so muß, wenn es nicht vollkommen abgesenkt wird, EB.-Betrieb angewendet und ein sehr großer Erdsatz (Grundriß etwa trapezförmig, S. 379) für den Hilfsweg stehengelassen werden, damit er durch den EB. beseitigt werden kann. Läßt der EB. nur einen schmalen Erddamm stehen, so muß dieser später mit LB. oder von Hand ausgehoben und das Grundwasser während dieser Arbeit vollkommen abgesenkt werden. In beiden Fällen wird der Erdbetrieb sehr verteuert. Demgegenüber sind die Kosten für die Gründung einer Hilfsbrücke im Wasser im allgemeinen niedrig.

Liegen Verhältnisse wie die vorstehend geschilderten vor, so wird die Hilfsbrücke auch in leichtem Boden und auch gegenüber der Erddammbeseitigung im LB.-Betrieb oft das zweckmäßigere und wirtschaftlichere Bauwerk sein. Der Anwendung von Hilfsbrücken, die sich leicht in wenigen Arbeitschichten aufbauen lassen, wenn die Hölzer vorher abgebunden sind, sollte weit mehr Beachtung geschenkt werden, als dies im allgemeinen zu geschehen pflegt!

e) Allgemeines zur Bestimmung des Bauvorganges an Dücker- und Brückenbaustellen.

An Dücker- und Brückenbaustellen kann so vorgegangen werden, daß zuerst der Kanal ausgebaggert und dann das Kunstbauwerk errichtet wird (Fall A); oder es wird zuerst das Kunstbauwerk ausgeführt, und danach werden die anschließenden Schächte gebaggert (Fall B).

In beiden Fällen muß von links und rechts her Schachtendbaggerung betrieben werden; ihre Mehrkosten gegenüber dem normalen Baggerbetrieb können daher beim Vergleich der verschiedenen Bauverfahren außer Betracht gelassen werden, zumal da die Kosten der normalen Baggerung oder der Schachtendbaggerung mit LB. den Kosten der normalen Baggerung bezw. der Schachtendbaggerung mit EB. gleichgesetzt werden sollen. Für den überschläglichen Kostenvergleich genügt es aus diesem Grunde, den Kosten des Aushubes von Erdsätzen im anormalen LB.- oder Handbetrieb lediglich die Kosten des normalen **LB.**-Betriebes gegenüberzustellen, d. h. die „Mehrkosten" des anormalen Aushubbetriebes gegenüber dem normalen LB.-Betrieb in Rechnung zu setzen.

Den Fällen A und B sind gewisse Bauarbeiten (Aushub, Lehrgerüst usw.) und gewisse Kosten für diese gemeinsam. Die über dies Gemeinsame hinaus entstehenden Kosten sollen als Mehrkosten bezeichnet werden.

Ob der Hilfsweg auf einem Erddamm oder einer Hilfsbrücke zu überführen ist, ist jeweils durch Kostenvergleich, wie im vergangenen Kapitel angegeben, zu entscheiden. Für die Folge wird der Hilfsweg immer auf einem Erddamm angenommen.

Beim Vergleich der Fälle A und B kommt es im allgemeinen nur auf die innerhalb des Kanaleinschnittes auszuführenden Arbeiten an; der außerhalb des Kanaleinschnittes liegende Baugrubenaushub für Brückenwiderlager z. B. wird im Fall A gewöhnlich in gleicher Weise und unter gleichen Kosten ausgeführt wie im Fall B. Wird der Kunstbau vor den Baggerarbeiten errichtet, so wird die erforderliche Baugrube in der Regel derart hergestellt, daß der Boden von Hand ausgehoben, in Muldenkipper geladen, durch Bremsberganlage zum Gelände hochgezogen und in Leinpfad-, Straßendämme u. dergl. eingebaut oder im Kanalgelände zwischengelagert wird, wo er später von einem Bagger beseitigt werden kann.

Im folgenden sollen von den zahlreichen möglichen Bauvorgängen und Bauausführungseinzelheiten nur die am meisten vorkommenden herausgegriffen und miteinander allgemein verglichen werden, um zu zeigen, in welcher Weise das wirtschaftlichste Bauverfahren zu bestimmen und in welcher Richtung es zu suchen ist. Es ist dabei die Frage zu entscheiden, ob es wirtschaftlicher ist, den Kanal an der Kunstbaustelle vor der Ausführung des Kunstbaues zu baggern oder umgekehrt zu verfahren. Das Ergebnis dieser Entscheidung ist für die Gestaltung des Arbeitsplanes, besonders für die Wahl des Einsatzortes der Bagger von großer Bedeutung.

Die Bauvorgänge (A_1, A_2 . . . ., B_1, B_2 . . . .) werden in senkrechten Längsschnitten durch die Kanalachse dargestellt: die Ziffern im Kreis geben die Reihenfolge der einzelnen Arbeiten an. Ferner bedeutet:

H = Aushub von Hand,
LB = Aushub mit LB.,
EB = Aushub mit EB.,
B = Brücke,
Hw = Hilfsbrücke,
Hg = Hilfsgraben,
Me = Massen des Erdsatzes für den Hilfsweg oder Hilfsgraben,
Md = Massen der Dückerbaugrube,
Mb = Massen der Brücken- bezw. Widerlagerbaugrube,
Mg = Massen des unter dem Lehrgerüst stehenbleibenden Erdsatzes.

Alle Erdsätze und Baugruben seien von regelmäßiger Form und 1:1 geböscht.

Ermittlung der Massen und mittleren Breiten eines Erddammes

Höhe h des Erddammes bezw. der Hilfsbrücke über Kanalsohle	Inhalt des Erddammes in m³					Unterer Teil des Dammes M_u in m³			Oberer Teil des Dammes M_o in m³			Mittlere Breite des unteren Dammteiles			Mittlere Breite des oberen Dammteiles			Massen der Rampe 1 : 30 M_R in m³			$M_u + M_R$ in m³			zur Kostenberechnung des Handbetriebes: Rampe 1 : 7	Rampe 1 : 15	Inhalt des Dammes einschließlich Rampen			Theoretische mittlere Dammbreite in m		
	J_1	$2\,J_2$	$J_h = k\,J_1 + 2\,J_2$			für h = 8 m ist h_u = 4 m; für h = 10 od. 12 m ist h_u = 6 m			für h = 8 m ist h_o = 4 m; für h = 10/12 m ist h_o = 4/6 m			$[k_u + h_u]$ in m			$[k + h_o]$ in m			Rampenlänge = 52,5 m − $(k_u + h_u)$						(Abb. 25)		M in m³			$(k+h)\left(1+\frac{3\,M_{R2}+M_{R1}}{M}\right)$		
	(Abb. 19)		für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =			$3\,M_{R2}$	M_{R1}	für Kronenbreite k =			für Kronenbreite k =		
m	m³/lfd. m	m³	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m	m³	m³	8 m	9 m	11 m	8 m	9 m	11 m
4	115	440	1360	1 475	1 705							12	13	15										150		1 510	1 625	1 855	13,2	14,2	16,2
6	195	1040	2600	2 795	3 180							14	15	17										450		3 050	3 245	3 630	16	17,1	19,1
8	300	2020	4420	4 720	5 320	2280	2390	2620	2140	2330	2700	20	21	23	12	13	15	3080	3040	2930	5360	5430	5550	450	700	5 570	5 870	6 470	19,3	20,3	22,4
																		(4 m hohe Rampe)													
10	425	3490	6890	7 310	8 160	4160	4360	4740	2730	2950	3420	22	23	25	12	13	15	5250	5070	4810	9410	9430	9550	450	3450	10 790	11 210	12 060	24,5	25,6	27,8
																		(6 m hohe Rampe)													
12	555	5420	9860	10 420	11 520	4940	5140	5530	4920	5280	5990	26	27	29	14	15	17	4500	4400	4180	9440	9540	9710	450	8800	19 110	19 670	20 770	29,7	30,9	33,3
																		(6 m hohe Rampe)													

Mehrkosten der Beseitigung eines Erddammes (gegenüber dem normalen LB.-Betrieb) in R.-M.

Höhe des Erddammes h	Bauverfahren (S. 382 u. 383)	im anormalen LB.-Betrieb: Für k = 8 m, Bodenart I	II	III	IV	Für k = 9 m, Bodenart II	Für k = 11 m, Bodenart III	IV	im anormalen Handbetrieb: Für k = 8 m, Bodenart I	II	III	IV	Für k = 9 m, Bodenart II	Für k = 11 m, Bodenart III	IV	Kosten der Hilfsbrücke in R.-M. (S. 386) Für h = 4 m: K_I = 6,25 V Für h = 4 m: K_{IIa} = 5,32 V Brückenbreite b = 4 m	5 m	6 m
m																		
4	60 % von M vorschlitzen . .	376	465	605	745	505	760	935	2 340	3 140	3 780	5 660	3 250	4 115	6 260	2 880	3 600	4 320
6	60 % von M vorschlitzen . .	720	890	1155	1420	955	1410	1740	4 025	5 650	6 770	10 400	5 700	7 490	11 380	4 140	5 180	6 220
	30 % von M_o vorschlitzen .	290	366	475	585	400	600	735										
	70 % von M_o Dammbaggerung mit Teilzügen	480	600	765	950	635	910	1135										
	80 % von $(M_u + M_R)$ Dammbaggerung mit Teilzügen $[k + h = 52{,}5]$	860	1070	1370	1720	1085	1420	1780										
8	Zusammen	1630	2036	2610	3255	2120	2930	3650	6 130	9 000	11 400	17 450	9 150	12 300	19 000	6 390	7 980	9 580
	30 % von M_o vorschlitzen .	380	465	605	745	505	760	935										
	70 % von M_o Dammbaggerung mit Teilzügen	610	765	975	1210	805	1150	1440										
	80 % von $(M_u + M_R)$ Dammbaggerung mit Teilzügen $[k + h = 52{,}5]$	1510	1880	2410	3010	1890	2440	3060										
10	Zusammen	2500	3110	3990	4965	3200	4350	5435	9 500	14 580	19 700	30 700	14 700	20 800	32 800	9 050	11 300	13 600
	30 % von M_o vorschlitzen .	685	845	1100	1350	905	1330	1640										
	70 % von M_o Dammbaggerung mit Teilzügen	1050	1310	1690	2100	1385	1970	2830										
	80 % von $(M_u + M_R)$ Dammbaggerung mit Teilzügen $[k + h = 52{,}5]$	1510	1890	2420	3020	1910	2485	3110										
12	Zusammen	3245	4045	5210	6470	4200	5785	7580	14 150	22 350	31 900	50 800	22 400	33 200	53 000	11 800	14 750	17 700

f) Die Bestimmung des Bauvorganges an Dückerbaustellen.

In Abb. 27 sind verschiedene Bauvorgänge an einer Dückerbaustelle dargestellt. In Bauvorgang A_1 und A_2 wird zuerst der Kanal bis über die Dückerbaustelle hinaus (bis ad) gebaggert, und dann der Dücker gebaut; in Bauvorgang $B_1/B_2/B_3$ wird zuerst der Dücker gebaut, und danach werden die anschließenden Schächte gebaggert. In $A_1/B_1/B_3$ ist der Dücker so rechtzeitig fertiggestellt, daß der Erdsatz, auf dem der Hilfsgraben liegt, zusammenhängend mit dem Schacht (rechts des Dückers) gebaggert werden kann; in A_2 und B_2 muß ein Erddamm für den Hilfsgraben stehengelassen und später gesondert beseitigt werden, da der Dücker noch nicht benutzt werden kann, wenn die Baggerarbeiten bis zum Hilfsgrabenerdsatz (bc bezw. $b'c'$) vorgeschritten sind.

In B_3 baggern Eimerbagger an die fallenden Böschungen der bereits früher ausgehobenen Dückerbaugrube heran und lassen dabei auf jeder Seite einen Erdsatz mit einer größeren Kronenbreite stehen (i. M. $k = 3$ m, S. 379). Dies würde vermieden werden, wenn die Dückerbaugrube in der in Abb. 28 gezeigten Form ausgehoben würde. Dadurch würde jedoch der Aushub der Dückerbaugrube so erheblich vermehrt werden, daß das Verfahren B_3 mit rechteckigem Baugrubengrundriß und stehenbleibenden Erdsätzen im allgemeinen noch vorteilhafter ist.

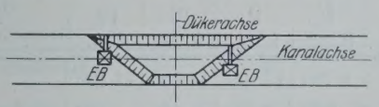


Abb. 28.

Fall B_3 ist den anderen vier Fällen stets wirtschaftlich unterlegen, da der Aushub der Dückerbaugrube und der beiden vom EB. stehengelassenen Erdsätze außerordentlich große Bodenmengen umfaßt. Will man B_3 mit B_2 vergleichen, so muß man in B_3 auch den Erdsatz für den Hilfsgraben ($abcd$) im Betracht ziehen. Dieser Erdsatz ist gewöhnlich breiter als der in B_2, da der EB., wenn er bis an den Hilfsgraben (Punkt e) heranfährt, nur bis zur Böschung cb zu baggern vermag und $ec > e'c'$ ist.

Ebenso ist in A_2 der vom EB. stehenzulassende Erdsatz für den Hilfsgraben im allgemeinen größer als der vom LB. stehenzulassende ($abcd > ab'c'd$). In A_1 muß ferner der von links baggernde EB. oder LB. den Erdsatz für den Hilfsgraben in schrägem Anschnitt ($\sphericalangle$ 45 bis 60°, Grundriß zu A_1) stehenlassen, damit der später von rechts kommende EB. den rechten Schacht restlos beseitigen kann.

Die Verwendung von Eimerbaggern an Künstbaustellen erschwert und verteuert also die Aushubarbeiten. Löffelbagger arbeiten im allgemeinen wirtschaftlicher.

A_1 ist das günstigste Bauverfahren, da die Baggerarbeiten von beiden Seiten bis zur Böschung ad zusammenhängend durchgeführt werden und die Dückerbaugrube zum größten Teile in billigem Baggerbetrieb ausgehoben wird.

A_2 und B_1 sind billiger als B_2, weil in B_2 mehr Bodenmassen zu leisten sind als in A_2 und B_1. B_2 kommt im allgemeinen nicht vor; denn man wird den Dückerbau, wenn man ihn schon vor den Baggerarbeiten vornimmt, so rechtzeitig in Angriff nehmen und vollenden, daß die folgenden Baggerarbeiten nicht vor dem Erdsatz mit Hilfsgraben haltzumachen brauchen.

Es bleibt übrig, A_2 mit B_1 zu vergleichen. Die Massen der Dückerbaugrube *Md* werden zweckmäßig von Hand ausgehoben, da die Baugrube schmal und von Böschungen umschlossen ist; die Massen des Erdsatzes *Me* können durch LB. oder von Hand beseitigt werden. Muß *Me* im Handbetrieb ausgehoben werden (z. B. weil kein LB. zur Verfügung steht), und nimmt man an, daß die Gewinnung und Förderung von *Md* ebensoviel kostet wie die von *Me* im Handbetrieb, so entscheiden allein die geringeren Aushubmassen das wirtschaftlichere Verfahren. Gewöhnlich sind die Massen $Me < Md$ und auch die Kosten für den Aushub von 1 m³ Boden im Erddamm kleiner als in der Dückerbaugrube, so daß sich im allgemeinen eine wirtschaftliche Überlegenheit des Bauvorganges A_2 über B_1 ergibt. Dies ist jedoch durch Massen- und Kostenberechnung von Fall zu Fall nachzuprüfen.

Bauvorgang A_2 ist im allgemeinen, insbesondere bei größerer Kanaltiefe, wirtschaftlicher als B_1, wenn *Me* **mit LB.** gewonnen wird — meist auch dann, wenn dabei ein besonderer Umbau des LB. notwendig ist — oder wenn *Md* zwischengelagert und nochmals gefördert werden muß.

Die wirtschaftliche Reihenfolge der Bauvorgänge ist demnach im allgemeinen: A_1, A_2, B_1, B_2, B_3. Eine Nachprüfung durch Kostenermittlung ist nur beim Vergleich von A_2 mit B_1 notwendig.

Aus Vorstehendem geht hervor, daß es fast ausschließlich wirtschaftlicher ist, zuerst den Kanal an der Dückerbaustelle zu baggern und danach den Dücker zu bauen, als umgekehrt erst den Dücker zu bauen und dann die angrenzenden Kanalschächte zu baggern.

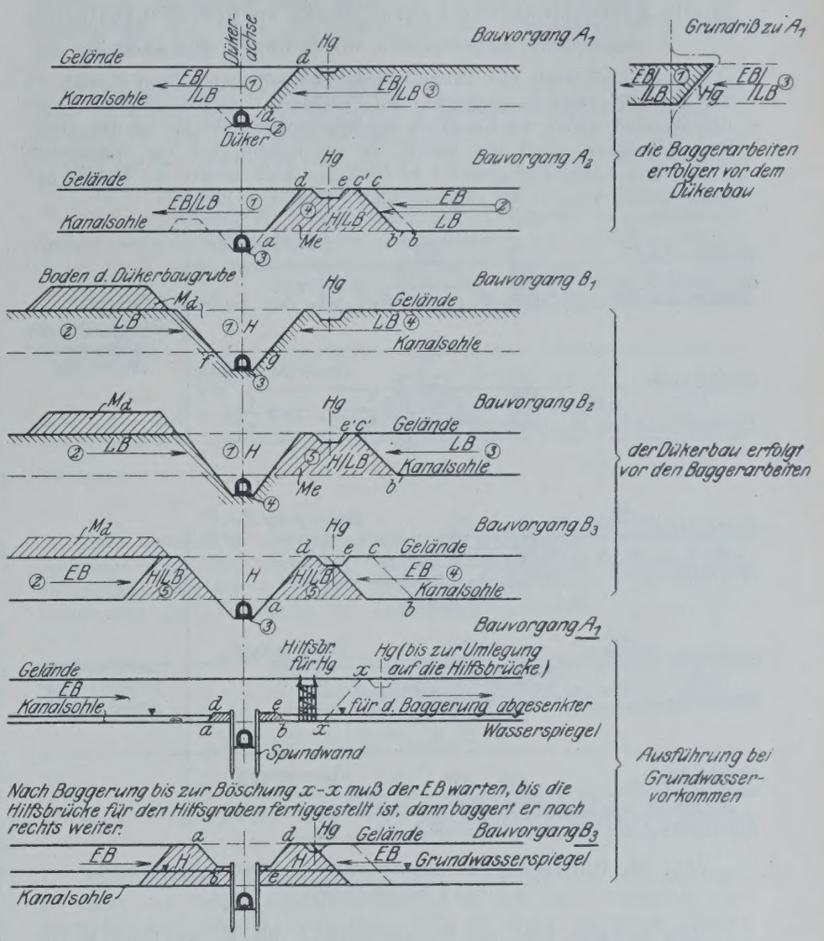


Abb. 27. Bauvorgänge an einer Dückerbaustelle.

Das erste Verfahren ist um so wirtschaftlicher, je tiefer der Kanaleinschnitt ist.

Kommt Grundwasser über der Kanalsohle vor, so muß EB.-Betrieb angewendet werden, und es kommen die Bauvorgänge A_1, A_2, $\underline{A_1}$, $\underline{B_3}$ in Frage (Abb. 27). Gewöhnlich wird der Dücker, wenn er im Grundwasser liegt, von tiefreichenden Spundwänden umfangen; das Dückerrohr kann dann im Trockenen hergestellt werden, nachdem zwischen den Spundwänden eine Betonsohle mit Trichterschüttung eingebracht und das Wasser einmal ausgepumpt ist.

Im Falle $\underline{A_1}$, ebenso in A_1 und A_2, muß in der Dückerachse auf der Kanalsohle ein kleiner Damm $abcd$, über den Grundwasserspiegel reichend, stehengelassen oder besonders angeschüttet werden, von dem aus das Rammen der Spundwände und die Arbeiten zwischen ihnen bewirkt werden können. Die Höhe dieses Dämmchens kann niedrig gehalten werden, wenn der Grundwasserspiegel zu diesem Zweck oder zur Förderung der Baggerarbeiten abgesenkt wird. In $\underline{B_3}$ wird die Dückerbaugrube $abcd$ bis zum Grundwasserspiegel von Hand ausgehoben; wird das Grundwasser abgesenkt, so kann die Baugrube entsprechend tiefer hergestellt und ein Teil der Spundwände gespart werden.

Die Bauvorgänge A_2 und $\underline{B_3}$ sind sehr unwirtschaftlich, weil der Erdsatz für den Hilfsgraben (*Me*) bezw. die neben der Dückerbaugrube von den EB. stehengelassenen Erdsätze gewöhnlich nur von Hand unter Wasserhaltung und unter erschwerenden Umständen ausgehoben werden können.

Statt A_1 oder A_2 anzuwenden, ist es meist vorteilhafter, die links und rechts des Dückers im Grundwasser liegenden Kanalstücke fortlaufend in gleicher Richtung mit EB. zu baggern und den Wasserlauf auf einer Hilfsbrücke zu überführen ($\underline{A_1}$, Abb. 27); eine kleine Baggerpause tritt nur während des Baues der Hilfsbrücke ein). Die Kosten der Hilfsbrücke werden durch die Ersparnisse, die der zusammenhängende Baggerbetrieb durch Verkürzung der Pumpzeit und Verminderung der Gleis- und Baggerumbauten bringt, mehr oder weniger aufgewogen. Ob A_1 oder $\underline{A_1}$ wirtschaftlicher ist, ist nach den vorliegenden Verhältnissen zu entscheiden.

Jedenfalls ist es auch bei Grundwasservorkommen im allgemeinen wirtschaftlicher, die Baggerarbeiten vor den Dückerbauarbeiten auszuführen.

g) Die Bestimmung des Bauvorganges an Brückenbaustellen.

1. Stampfbeton-Bogenbrücken mit Fahrbahn oben (Abb. 3).

In Abb. 29 sind die hauptsächlich vorkommenden Bauvorgänge an der Baustelle einer Bogenbrücke mit Fahrbahn oben dargestellt. In A_1 und A_2 wird zuerst der Kanal an der Brückenbaustelle bis an den Hilfsweg gebaggert, dann die Brücke B auf hohem, bis zur Kanalsohle reichendem Lehrgerüst gebaut; in $B_1/B_2/B_3$ wird zuerst die Brücke gebaut, danach werden die angrenzenden Schächte gebaggert.

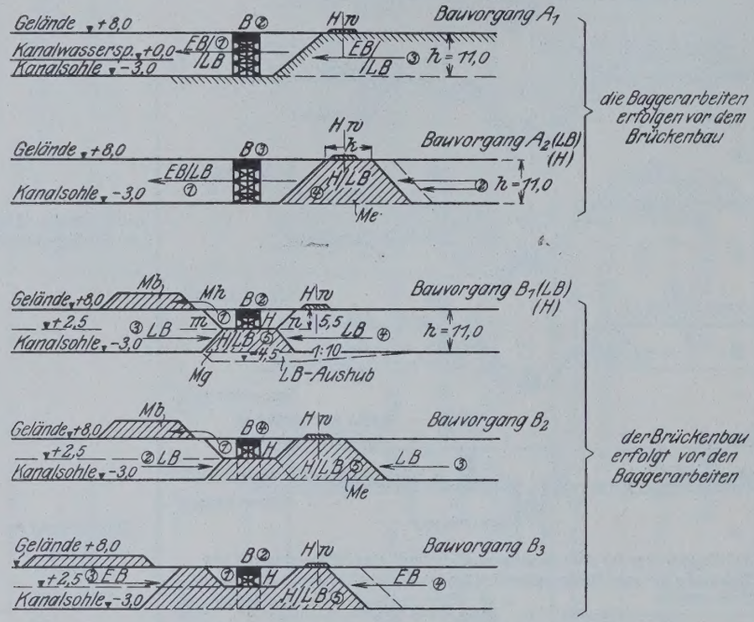


Abb. 29. Bauvorgänge an der Baustelle einer Betonbogenbrücke mit Fahrbahn oben.

Die niedrigste Lage der Brückenfahrbahn, die für die Folge in Geländehöhe angenommen wird, ist + 8 m über dem Kanalwasserspiegel (+ 0). Im Fall $B_1/B_2/B_3$ wird die für die Herstellung der Widerlager und die Aufstellung des Lehrgerüstes erforderliche Baugrube entsprechend dem in Abb. 30 gestrichelt und schraffiert eingetragenen Linienzuge, gewöhnlich von Hand, ausgehoben. Das Lehrgerüst ist also bedeutend kleiner als im Falle A_1 und A_2.

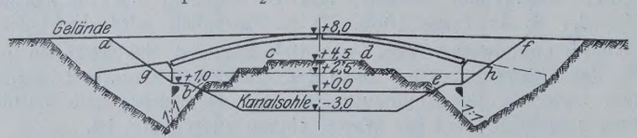


Abb. 30.

Die Baugrube, die, soweit sie im Kanaleinschnitt liegt, im Querschnitt durch den Linienzug $a\,g\,b\,c\,d\,e\,h\,f$ dargestellt ist, kann man sich, um die Berechnung der Aushub- und Lehrgerüstkosten zu vereinfachen, in eine Baugrube gleichen Inhalts mit einer ebenen wagerechten Grundfläche, die im Querschnitt als Gerade $g\,h$ erscheint, umgewandelt denken. Diese Grundfläche liegt je nach der Gründungstiefe der Widerlager und der Fahrbahnhöhe verschieden hoch, i. M. 5,50 m unter der Fahrbahnoberkante.

Bedeutet h die Fahrbahnhöhe in m über der Kanalsohle, so ist im Falle A_1 und A_2 das Lehrgerüst um $h' = (h - 5{,}50)$ m höher als das Lehrgerüst im Falle $B_1/B_2/B_3$.

Dementsprechend kostet auch das Lehrgerüst im Falle A_1/A_2 mehr als im Falle $B_1/B_2/B_3$. Die Lehrgerüstmehrkosten MK_L betragen z. B. für $h = 11$ m, $h' = 5{,}50$ m, Brückenbreite $b = 6$ m (S. 386):

$MK_L = 8{,}3\,V = 8{,}3 \cdot 6\,J_1 =$ **8500 R.-M.** Bauvorgang A_1.

(J_1 ist aus Abb. 19 für $h' = 5{,}50$ m ermittelt.)

Vergleicht man zunächst A_1 mit B_1, so stehen den Lehrgerüstmehrkosten des Falles A_1 die Mehrkosten (gegenüber dem normalen LB.-Betrieb) des Handaushubes der Brückenbaugrube (Massen *Mb*) und des Hand- oder LB.-Aushubes des unter dem Lehrgerüst stehenbleibenden Erdsatzes (Massen *Mg*) gegenüber.

Für $h = 11$ m, $b = 6$ m, $m - n = 8$ m (s. B_1) ist:

$Mb = 4400$ m³, $\quad Mg = 2220$ m³.

Soll *Mg* mit LB. beseitigt werden, so muß der LB. sich etwa 1,5 m unter die Kanalsohle einschneiden (S. 383) und etwa 1000 m³ Boden mehr ausheben. Für den LB.-Betrieb ist also $Mg = 3220$ m³. Hiervon sind 60 % = 1932 m³ vorzuschlitzen, 40 % normal zu baggern. Man hat also für den Vergleich von A_1 und B_1 zu rechnen:

1. die Mehrkosten des Vorschlitzens von 1932 m³,
2. die Kosten des normalen LB.-Betriebes für den Aushub von 1000 m³.

Man darf annehmen, daß der Aushub von 1 m³ von *Mb* im Handbetrieb (einschließlich der für ihn erforderlichen Einrichtung) ebensoviel kostet wie der anormale Handaushub von *Mg* (mittlere Dammbreite $= 8 + 5{,}50 = 13{,}50$ m), und daß *Mb* im Kanalgelände zwischengelagert und später vom LB. gebaggert werden muß, wie es gewöhnlich der Fall ist, so daß für den Vergleich die ganzen Aushubkosten einzusetzen sind.

Für die Folge soll bezeichnen:

K = Kosten in R.-M.
MK = Mehrkosten gegenüber dem normalen LB.-Betrieb in R.-M.
K_{Mb} = Kosten des Handaushubes der Massen *Mb* „ „
$MK_{Mg/H}$ = Mehrkosten des Handaushubes der Massen *Mg* „ „
$MK_{Mg/LB}$ = Mehrkosten des LB.-Aushubes der Massen *Mg* „ „ usf.

Dann ist unter Benutzung der Abb. 18 u. 22:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
K_{Mb}	9 100	12 100	14 750	21 100	
	890	1 100	1 430	1 760	1932 m³ vorschlitzen
	+ 560	700	900	1 110	1000 m³ normal baggern
$MK_{Mg/LB}$ . . .	1 450	1 800	2 330	2 870	
$MK_{Mg/H}$ . . .	3 540	4 650	5 900	9 000	
$K_{Mb} + MK_{Mg/LB}$	**10 550**	**13 900**	**17 080**	**23 970**	Bauvorgang B_1 (LB.)
$K_{Mb} + MK_{Mg/H}$	**12 640**	**16 750**	**20 650**	**30 100**	Bauvorgang B_1 (H.)

Die Mehrkosten des Lehrgerüstes im Falle A_1 ($MK_L = 8500$ R.-M.) sind in allen, besonders in den schweren Bodenarten niedriger als die Aushubkosten im Falle B_1, d. h. Bauvorgang A_1 ist stets wirtschaftlicher als Bauvorgang B_1.

Darf in A_1 der von rechts kommende Bagger den Hilfsweg nicht beseitigen, weil die Brücke B noch nicht fertiggestellt ist, so ergibt sich Fall A_2 (Abb. 29) mit dem Erddamm für den Hilfsweg (Massen *Me*). Die Mehrkosten für die Beseitigung dieses Erddammes werden in gleicher Weise wie die Erddämme in den Tabellen S. 388 errechnet und betragen für $h = 11$ m und $k = 10$ m:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
$MK_{Me/LB}$ . . .	3 025	3 775	4 855	6 040	
$MK_{Me/H}$ . . .	11 500	18 000	25 600	41 000	
MK_L (Lehrgerüst)	8 500	8 500	8 500	8 500	
$MK_L + MK_{Me/LB}$	**11 525**	**12 275**	**13 355**	**14 540**	Bauvorgang A_2 (LB.)
$MK_L + MK_{Me/H}$	**20 000**	**26 500**	**34 100**	**49 500**	Bauvorgang A_2 (H.)

Aus den Kostenzusammenstellungen geht hervor, daß Bauvorgang A_2 (H.) stets unwirtschaftlicher als Bauvorgang B_1, und Bauvorgang A_2 (LB.) stets wirtschaftlicher als Bauvorgang B_1 ist; nur in Boden I ist A_2 (LB.) dem Bauvorgang B_1 (LB.) wirtschaftlich unterlegen.

B_2 und B_3 sind infolge der umfangreichen anormal zu beseitigenden Erdsätze stets unwirtschaftlicher als die übrigen Bauvorgänge. In B_3 haben die Erdsätze im allgemeinen noch größere Massen als in B_2: B_2 sollte überhaupt nicht vorkommen! Denn wenn man schon den Brückenbau vor den Baggerarbeiten beginnt, dann soll man ihn auch so rechtzeitig fertigstellen, daß ein Erdsatz für den Hilfsweg vom herankommenden Bagger nicht stehengelassen zu werden braucht.

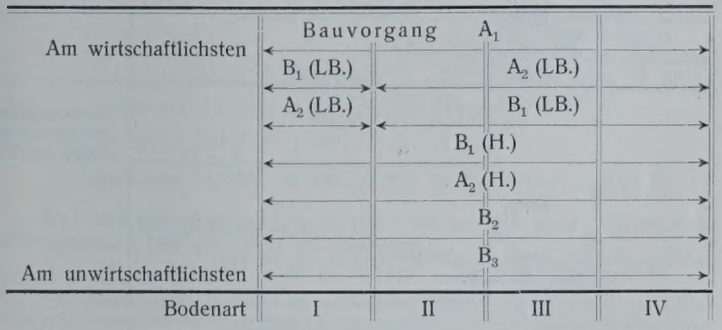
Kann wegen Grundwasservorkommens nur EB.-Betrieb angewendet werden, so ist auch dann A_1 bezw. A_2 im allgemeinen wirtschaftlicher als B_3. In B_3 verursacht die Beseitigung der vom EB. stehengelassenen großen Erdsätze, die zum Teil nur unter Wasserhaltung und gewöhnlich nur im Handbetrieb ausgeführt werden kann, sehr hohe Kosten, denen gegenüber die Erschwerung bei der Aufstellung des Lehrgerüstes im Falle A_1/A_2 nicht ins Gewicht fällt.

Statt A_1 oder A_2 anzuwenden, ist es oft vorteilhafter, in gleicher Weise wie an einer Dückerbaustelle vorzugehen (Abb. 27, Bauvorgang A_1), den Kanal rechts und links der Brückenbaustelle durch den

EB. zusammenhängend ausheben zu lassen und für den Hilfsweg eine Hilfsbrücke zu bauen.

Meistens wählt man bei Grundwasservorkommen, um den Schwierigkeiten der Widerlagergründung und der Aufstellung des Lehrgerüstes möglichst zu entgehen, statt der Bogenbrücke eine eiserne Balkenbrücke. Es braucht daher auf die Bauvorgänge bei Grundwasservorkommen hier nicht weiter eingegangen zu werden, zumal sie ganz besonders von der Örtlichkeit abhängen.

Aus vorstehenden Ausführungen und dem durchgeführten Zahlenbeispiel ergibt sich folgende wirtschaftliche Reihenfolge der Bauvorgänge:



Diese Reihenfolge wird, wenn die hinsichtlich der Löhne und Holzpreise gemachten Annahmen bestehen bleiben, im allgemeinen Geltung behalten; insbesondere wird A_1 gewöhnlich wirtschaftlich überlegen sein. Steigt die Höhe des Geländes bezw. der Brückenfahrbahn (über + 8), so wird sich die wirtschaftliche Reihenfolge nur wenig und im allgemeinen zugunsten der Fälle A_1 und A_2 verschieben.

In A_1 und A_2 sind die Lehrgerüstkosten, in $B_1/B_2/B_3$ die Aushubkosten von bedeutendem Einfluß. Steigende Löhne werden daher die Wirtschaftlichkeit von A_1 und A_2, steigende Holzpreise die Wirtschaftlichkeit von $B_1/B_2/B_3$ erhöhen.

An Baustellen von Betonbogenbrücken mit Fahrbahn oben ist es also im allgemeinen wirtschaftlich richtig, zuerst die Baggerarbeiten und dann den Brückenbau auszuführen. Muß jedoch dabei ein Erddamm für den Hilfsweg von den Baggern stehengelassen werden, und kann dieser später aus irgend einem Grunde, statt mit LB., nur im Handbetrieb beseitigt werden, so ist es wirtschaftlicher, die Brücke vor den Baggerarbeiten herzustellen. Dieses Verfahren ist gewöhnlich auch in leichtem Boden (I und unter Umständen II) wirtschaftlicher, wenn der unter dem Lehrgerüst stehenbleibende Erdsatz durch LB. ausgehoben wird.

2. Eisenbeton-Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn (Abb. 4).

Die niedrigste Lage der Fahrbahnunterkante einer Eisenbeton-Bogenbrücke mit Fahrbahn unten ist + 4,50 über Kanalwasserspiegel. Die

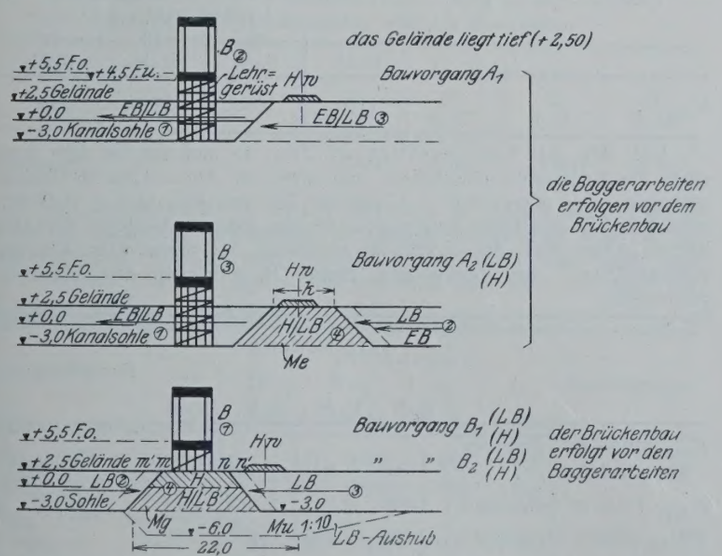


Abb. 31. Bauvorgang an der Baustelle einer Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn oder einer eisernen Brücke mit Fahrbahn unten.

hauptsächlich vorkommenden Bauvorgänge werden zunächst bei tiefliegendem Gelände (+ 2,50) untersucht und verglichen (Abb. 31). In Bauvorgang A_1 und A_2 finden die Baggerarbeiten vor dem Brückenbau statt, in B_1 und B_2 ist es umgekehrt. In B_1 arbeiten LB., in B_2 EB. an die Brücke von beiden Seiten heran; in B_1 bleibt ein Erdsatz von der Kronenbreite $m\,n$, in B_2 ein Erdsatz von der Kronenbreite $m'\,n'$ unter der Brücke stehen.

In A_1 und A_2 ist das Lehrgerüst, da es bis zur Kanalsohle reicht, um $h' = 5{,}50$ m höher als in B_1. Die Lehrgerüstmehrkosten betragen demnach für eine 6 m breite Brücke (S. 386): $Mk_L = 7{,}01\,V = 7{,}01 \cdot 6\,J_1$ = **7150 R.-M.** Bauvorgang A_1 (J_1 ist für $h' = 5{,}50$ m = 170 m², Abb. 19).

In Bauvorgang B_1 faßt der unter dem Lehrgerüst stehenbleibende Erdsatz, wenn die Brückenbreite $b = 6$ m und $m\,n = 8$ m ist: $Mg = 2220$ m³ (vergl. S. 390 links unten).

Der Handaushub von Mg verursacht folgende Mehrkosten (vergl. S. 390, Tabelle):

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.
$MK_{Mg/H}$	3540	4650	5900	9000

Dazu kommen die ganzen Kosten, die der Handaushub der beiden Widerlagerbaugruben, soweit sie im Kanaleinschnitt liegen (Massen Mb), verursacht. Mb sei = 120 m³. Setzt man die Preise, die für die Gewinnung und Förderung im normalen Handbetrieb gelten, ein, so ist:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
K_{Mb}	130	180	260	380	
$MK_{Mg/H} + K_{Mb}$	**3670**	**4830**	**6160**	**9380**	Bauvorgang B_1 (H.)

Soll Mg mit LB. beseitigt werden, so muß sich der LB., damit er unter der Brücke hindurchkommt, 3 m unter die Kanalsohle einschneiden und unter ihr etwa $Mu = 1950$ m³ Boden ausheben. Da die Reichhöhe des LB. nur 6 m ist, muß der obere Teil des Erdsatzes zwischen + 0 und + 2,50, $Mgo = 940$ m³, von Hand abgetragen und dem LB. fortlaufend zugeworfen werden. Diese Arbeit möge ebensoviel wie der normale Handaushub (Gewinnung und Förderung) kosten. Der LB. hat $Mg + Mu = 2220 + 1950 = 4170$ m³ zu leisten, und zwar 60 % = 2500 m³ vorzuschlitzen und 40 % normal zu baggern. Beim Vorschlitzen vermag der LB. bestenfalls immer nur 2 × 2 Wagen zu laden, so daß der Preis für 1 m³ = Normalpreis + 127 % ist (S. 382). Die Mehrkosten betragen daher für das Vorschlitzen:

In Bodenart I	II	III	IV
0,71	0,89	1,14	1,41 R.-M./m³.

Die Beseitigung von Mg durch LB. verursacht also folgende Mehrkosten:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
K_{Mb} (120 m³ Handaushub der Widerlagerbaugruben)	130	180	260	380	
K_{Mgo} (940 m³ beiwerfen)	1010	1410	2070	2970	
MK_{Mg} (2500 m³ vorschlitzen)	1800	2220	2840	3520	
K_{Mu} (1950 m³ normal baggern)	1090	1365	1755	2160	
Zusammen	**4030**	**5175**	**6925**	**9030**	Bauvorgang B_1 (LB.)

Die Zahlen lehren, daß B_1 stets, ausgenommen in Boden IV, wirtschaftlicher als A_1 ist; ferner, daß die Verwendung des LB. unter der Brücke in Boden I bis III mehr Kosten und in Boden IV fast die gleichen Kosten verursacht wie der Handbetrieb. Im Falle B_1 ist daher im allgemeinen nur Handbetrieb anzuwenden [B_1 (H.)].

Im Falle A_2 (Abb. 31) ist der Erdsatz für den Hilfsweg (für $h = 5{,}5$ m, $k = 10$ m ist $Me = 2560$ m³) gesondert zu beseitigen. Die Mehrkosten betragen (S. 388):

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
$MK_{Me/LB}$ (60 % von 2560 m³ vorschlitzen)	710	875	1 140	1 400	
$MK_{Me/H}$	4 080	5 620	6 860	10 300	
MK_L (Lehrgerüst, s. Bauvorgang A_1)	7 150	7 150	7 150	7 150	
$MK_L + MK_{Me/LB}$ . . .	**7 860**	**8 025**	**8 290**	**8 550**	Bauvorgang A_2 (LB.)
$MK_L + MK_{Me/H}$ . . .	**11 230**	**12 770**	**14 010**	**17 450**	Bauvorgang A_2 (H.)

Die Bauvorgänge A_2 (LB.) und A_2 (H.) sind demnach stets unwirtschaftlicher als der Bauvorgang B_1 (H.).

Baggern an die Brücke von beiden Seiten Eimerbagger statt der LB. heran (Fall B_2), so bleibt ein größerer Erdsatz als in B_1 unter der Brücke stehen. Fall B_2 ist dem Falle B_1 ähnlich und deshalb nicht besonders gezeichnet. Für $m'n' = 12$ m ist $Mg = 2900$ m³, und die Mehrkosten des Handaushubes sind:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
$MK_{Mg/H}$ . .	3 700	5 450	6 850	10 400	
K_{Mb} (A_1) . . .	130	180	260	380	
Zusammen	**3 830**	**5 630**	**7 110**	**10 780**	Bauvorgang B_2 (H.)

Bei Verwendung eines LB. unter der Brücke muß der obere Teil des Erdsatzes $Mgo = 1260$ m³ dem LB. beigeworfen werden. Der LB. hat unter der Kanalsohle $Mu = 2100$ m³ auszuheben, im ganzen also $Mg + Mu = 5000$ m³ zu leisten. Hiervon sind 60 % vorzuschlitzen (Förderung mit Teilzügen von 2×2 Wagen) und 40 % normal zu baggern. Es entstehen also folgende Mehrkosten:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
K_{Mb} (120 m³ Handaushub der Widerlagerbaugruben)	130	180	260	380	
K_{Mgo} (1260 m³ beiwerfen)	1 350	1 890	2 770	3 980	
$MK_{Mg/LB}$ (3000 m³ vorschlitz.)	2 130	2 670	3 420	4 230	
K_{Mu} (2100 m³ normal baggern)	1 180	1 470	1 890	2 330	
Zusammen	**4 790**	**6 210**	**8 340**	**10 920**	Bauvorgang B_2 (LB.)

Der LB.-Betrieb ist teurer als der Handbetrieb; bei Bauvorgang B_2 ist daher wie bei B_1 nur Handbetrieb anzuwenden!

Bauvorgang B_2 (H.) ist in Boden I, II, III wirtschaftlicher als A_1, A_2 (LB.) und A_2 (H.), in Boden IV wirtschaftlicher als A_2 (H.) und unwirtschaftlicher als A_1 und A_2 (LB.).

Die wirtschaftliche Reihenfolge der Bauvorgänge ist also:

	Bauvorgang I	II	III	IV
Am wirtschaftlichsten	B_1 (H.)			A_1
	B_2 (H.)			B_1 (H.)
	A_1			
	A_2 (LB.)			
				B_2 (H.)
Am unwirtschaftlichsten	A_2 (H.)			
Bodenart	I	II	III	IV

Allgemein darf man schließen: Bei tiefliegendem Gelände (etwa + 2,5 m) ist es in Boden I bis III wirtschaftlicher, zuerst die Eisenbeton-Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn und danach die Baggerarbeiten auszuführen; in Boden IV ist unter Umständen das umgekehrte Verfahren wirtschaftlicher.

Liegt das Gelände hoch, z. B. + 5,5 m = Höhe der Fahrbahnunterkante, so ergeben sich u. a. die in Abb. 32 dargestellten Bauvorgänge. In A_1' (entspricht A_1, Abb. 31, und ist daher nicht besonders gezeichnet)

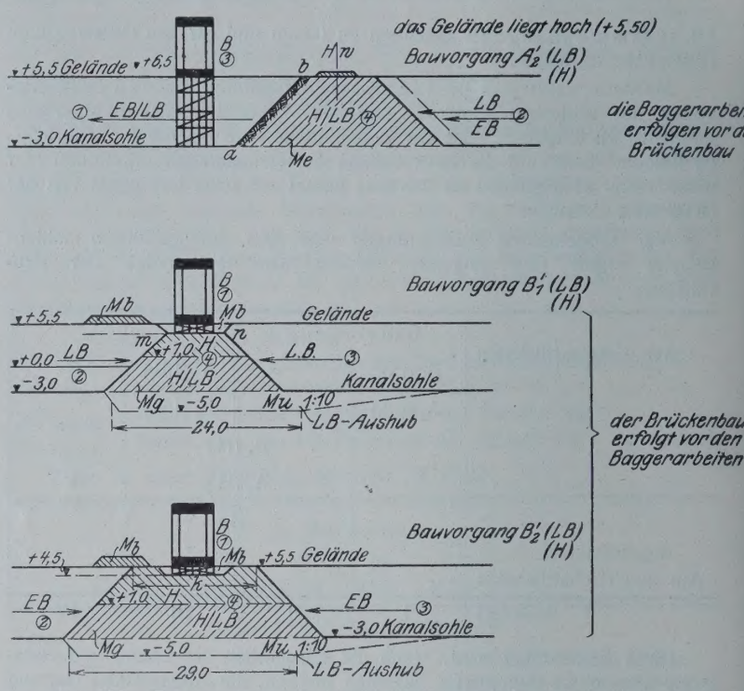


Abb. 32. Bauvorgänge an der Baustelle einer Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn oder einer eisernen Brücke mit Fahrbahn unten.

und in A_2' ist das Lehrgerüst 7,5 m höher als in B_1' und B_2'. Die Lehrgerüstmehrkosten sind daher für $b = 6$ m:

$MK_L = 7{,}01\ V = 7{,}01 \cdot 6 \cdot 270 = \mathbf{11\,350}$ R.-M., Bauvorgang A_1'.

Im Falle B_1' enthält der unter der Brücke stehenbleibende 7,5 m hohe Erdsatz für $mn = 8$ m:

$Mg = 3880$ m³

Mg + Rampen (für Handaushub) = 3880 + 800 = 4680 m³ (S. 386).

Die Mehrkosten des Handaushubes sind für die mittlere Dammbreite = 8 + 7,50 + 2,60 = 18,10:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.
$MK_{Mg/H}$	5 520	7 950	9 910	15 000

Die Kosten für den Aushub der Lehrgerüst- und Widerlagerbaugruben ($Mb = 540 + 500 = 1040$ m³) sind, wenn die Kosten des normalen Handbetriebes zugrunde gelegt werden:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.
K_{Mb}	1110	1560	2280	3280

Soll Mg mit LB. beseitigt werden, so muß der LB. sich 2 m unter die Kanalsohle einschlitzen und unter ihr $Mu = 1200$ m³ Boden ausheben. Der obere, über + 1 liegende Teil von Mg, $Mgo = 1710$ m³, muß dem LB. von Hand beigeworfen werden (normale Kosten). Der LB. hat im ganzen $Mg + Mu = 5080$ m³ zu leisten, davon sind etwa 3050 m³ vorzuschlitzen. Bei Verwendung eines LB. entstehen also folgende Mehrkosten:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
K_{Mb} (1040 m³ normaler Handaushub)	1 110	1 560	2 280	3 280	
K_{Mgo} (1710 m³ beiwerfen)	1 830	2 560	3 760	5 400	
MK_{Mg} (3050 m³ vorschlitz.)	2 160	2 710	3 480	4 300	
K_{Mu} (1200 m³ normal baggern)	670	870	1 080	1 330	
	5 770	**7 670**	**10 600**	**14 310**	Bauvorgang B_1'' (LB.)
	6 630	**9 510**	**12 190**	**18 280**	Bauvorgang B_1' (H.)

Die Verwendung eines LB. unter der Brücke ist bei hochliegendem Gelände vorteilhafter als der reine Handbetrieb, vorausgesetzt, daß die Einrichtung des LB.-Betriebes nicht zu hohe Kosten verursacht.

Im Falle A_2' ist der Erddamm für den Hilfsweg gesondert zu beseitigen. Die Massen und Kosten des Aushubes werden wie in den Tabellen auf S. 388 ermittelt; für $k = 10$ m, $h = 8{,}50$ m ist $Me = 5620$ m³.

Im Handbetrieb sind außer Me 1600 m³ Rampenboden zu berücksichtigen (theoretische mittlere Dammbreiten = 22,60 m). Die Mehrkosten des Handbetriebs sind:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
$MK_{Me/H}$ (7220 m³)	6 850	10 300	13 700	21 000	
MK_L (Lehrgerüst)	11 350	11 350	11 350	11 350	
Zusammen	**18 200**	**21 650**	**25 050**	**32 350**	Bauvorgang A_2' (H.)

Bei Anwendung von LB.-Betrieb ist eine 4 m hohe Zufahrtrampe stehenzulassen und gesondert zu beseitigen.

$M_R = 3000$ m³, $Mo = 3000$ m³, $Mu = 2620$ m³.

Die Mehrkosten betragen für den LB.-Aushub:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
30 % von $M_o = 900$ m³ vorschlitzen	415	515	665	820	
70 % von $M_o = 2100$ m³ Dammbagg. mit Teilzügen	630	800	1 030	1 270	
80 % von $M_u + M_R = 4500$ m³ Dammbaggerung mit Teilzügen ($k + h = 52{,}5$ m) . .	900	1 130	1 440	1 800	
$MK_{Me/LB}$	1 945	2 445	3 135	3 890	
MK_L (Lehrgerüst)	11 350	11 350	11 350	11 350	
Zusammen	**13 295**	**13 795**	**14 485**	**15 240**	Bauvorgang A_2' (LB.)

Arbeiten beiderseits der Brücke Eimerbagger (Bauvorgang B_2'), so bleibt ein größerer Erdsatz als bei Bauvorgang B_1' unter und neben der Brücke stehen. Für $b = 6$ m wird die Kronenbreite k etwa = 16 m und $Mg = 7100$ m³ (ohne die Massen Mb). Für den Handaushub ist (S. 388):

Mg + Rampen = 7100 + 1600 = 8700 m³

(theoretische mittlere Dammbreite = 16 + 8,50 + 4,50 = 29 m).

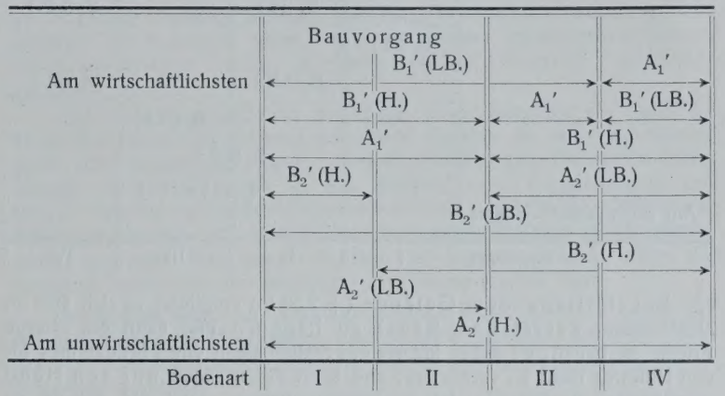
Die Mehrkosten des Handaushubes von Mg sind also:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.
$MK_{Mg/H}$	6 540	10 450	14 800	23 400

Soll Mg mit LB. beseitigt werden, so müssen $Mu = 1360$ m³ unter der Kanalsohle ausgehoben, im ganzen also 8460 m³ vom LB. geleistet werden. Hiervon sind 5075 m³ vorzuschlitzen. Der obere über + 1 liegende Teil Mg, $Mgo = 3790$ m³, muß dem LB. von Hand beigeworfen werden. Die Mehrkosten sind:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.	Bemerkungen
K_{Mgo} (3790 m³ beiwerfen)	4 050	5 680	8 340	11 950	
MK_{Mg} (5075 m³ vorschlitz.)	2 340	2 890	3 750	4 610	
K_{Mu} (1360 m³ normal baggern)	760	950	1 220	1 510	
K_{Mb} (1040 m³ normaler Handaushub, S. 392, r. Sp.)	1 110	1 560	2 280	3 280	
	8 260	**11 080**	**15 590**	**21 350**	Bauvorgang B_2' (LB.)
	7 650	**12 010**	**17 080**	**26 680**	Bauvorgang B_2' (H.)

Die Verwendung des LB. ist im Falle B_2' in den Bodenarten II, III, IV wirtschaftlicher als der reine Handbetrieb. Folgende Darstellung zeigt die wirtschaftliche Reihenfolge der Bauvorgänge für hochliegendes Gelände und für die gewählten Abmessungen der Erdsätze:



Man erkennt, daß infolge von Vergrößerung der Geländehöhe die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens, zuerst den Kanal zu baggern und danach die Brücke zu bauen, gestiegen ist. Ganz allgemein läßt sich sagen:

Der Bau von Eisenbeton-Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn ist in leichtem Boden (I, II und unter Umständen III) vor den Baggerarbeiten, in schwerem Boden nach den Baggerarbeiten auszuführen. Am unwirtschaftlichsten ist es, zuerst den Kanal zu baggern, wenn dabei ein Erddamm für den Hilfsweg stehengelassen werden muß, der später nur im Handbetrieb beseitigt werden kann.

3. Eiserne Balkenbrücken mit Fahrbahn unten (Abb. 33).

Die Unterkante des Überbaues darf nicht tiefer als + 4,50 m liegen (Kanalwasserspiegel + 0); die Fahrbahnoberkante liegt etwa 0,50 m über ihr.

Für eiserne Brücken mit Fahrbahn unten gilt hinsichtlich der Bauvorgänge und des Vergleichs ihrer Kosten das gleiche wie für Eisenbeton-Bogenbrücken mit Fahrbahn unten; nur sind statt der Lehrgerüstmehrkosten die geringeren Mehrkosten für das Aufstellgerüst MK_A in Rechnung zu setzen.

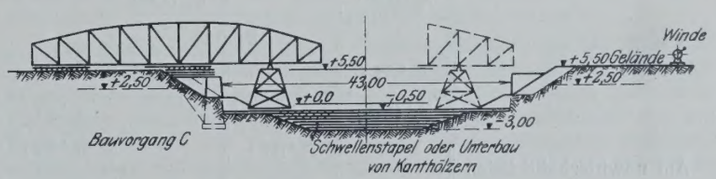


Abb. 33.

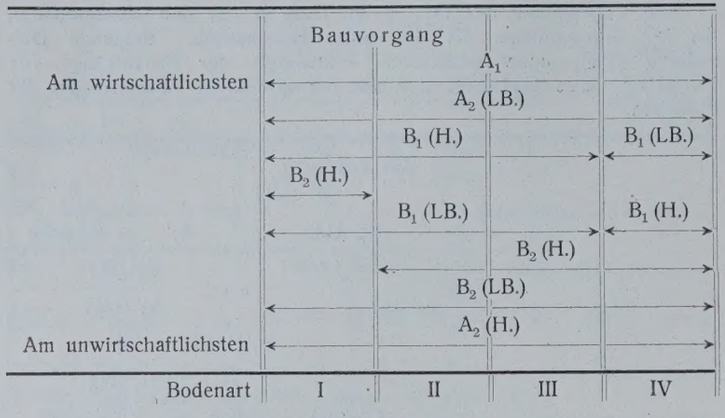
Liegt das Gelände im Vergleich zur Brückenfahrbahn tief, z. B. + 2,50 m, so sind die in Abb. 31 dargestellten Bauvorgänge in Betracht zu ziehen. Die Mehrkosten für das Aufstellgerüst betragen (S. 386):

$MK_A = 2{,}66\,V = 2{,}66 \cdot 6\,J_1 =$ **2710 R.-M.** Bauvorgang A_1.

Bauvorgang A_2 verursacht entsprechend MK_A und entsprechend den Berechnungen auf S. 392 oben folgende Mehrkosten:

	In Bodenart I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.
Bauvorgang A_2 (LB.) . . .	3420	3585	3850	4 110
Bauvorgang A_2 (H.) . . .	6790	8330	9570	13 010

Die Mehrkosten von B_1 und B_2 sind bei der eisernen Brücke dieselben wie bei der Eisenbeton-Bogenbrücke mit Fahrbahn unten (S. 391 bis 392), so daß sich folgende wirtschaftliche Reihenfolge ergibt:

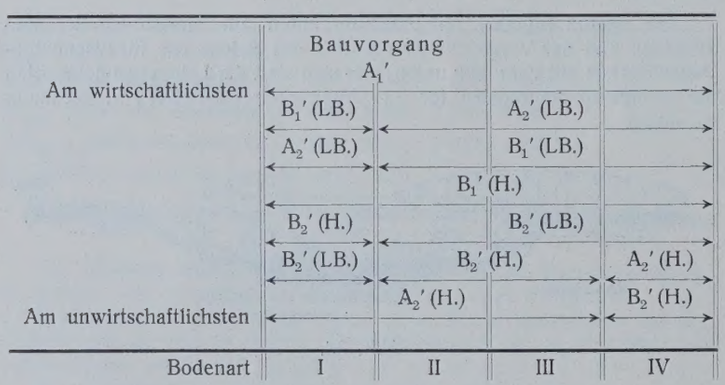


Bei tiefliegendem Gelände (+ 2,50 m) empfiehlt es sich also im allgemeinen, zuerst den Kanal zu baggern und dann die eiserne Brücke zu bauen; ist dabei jedoch das Stehenlassen eines Erddammes für den Hilfsweg nicht zu vermeiden, und kann dieser später nur von Hand ausgehoben werden, so ist es wirtschaftlicher, zuerst die Brücke zu bauen.

Bei hochliegendem Gelände, z. B. bei einer Geländehöhe von + 5,50 m, kommen u. a. die in Abb. 32 dargestellten Bauvorgänge zur Anwendung. Die Mehrkosten von B_1' und B_2' sind die gleichen wie die auf S. 392 u. 393 für die Eisenbeton-Bogenbrücke mit Fahrbahn unten errechneten; bei Bauvorgang A_1' und A_2' entstehen folgende Mehrkosten (s. die Berechnungen für A'_2 auf S. 393):

$MK_A = 2{,}66\,V = 2{,}66 \cdot 6\,J_1 =$ **4300 R.-M.** Bauvorgang A_1'
(J_1 für $h' = 7{,}50$ m aus Abb. 19.)

	In Bodenart			
	I R.-M.	II R.-M.	III R.-M.	IV R.-M.
Bauvorgang A_2' (LB.) . . .	6 245	6 745	7 435	8 190
Bauvorgang A_2' (H.) . . .	11 150	14 600	18 000	25 300



Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit der Bauvorgänge gilt also für hochliegendes Gelände (+ 5,50), abgesehen von einigen Abweichungen in Boden I und IV, das gleiche wie für tiefliegendes Gelände (+ 2,50).

Statt den eisernen Überbau zwischen den Widerlagerpfeilern auf einem Erdsatz oder Aufstellgerüst herzustellen, kann man ihn auch auf einem Kanalufer in Richtung der Brückenachse zusammensetzen. Dies geschieht schon während der Ausführung der Widerlager, um eine möglichst kurze Brückenbauzeit zu erzielen. Sobald der Kanal an der Brückenbaustelle gebaggert ist und die Widerlager fertiggestellt sind, wird der Überbau, der auf drei an den Enden und in der Mitte angebrachten Rollvorrichtungen errichtet ist, mittels Kabelwinden, die auf dem gegenüberliegenden Kanalufer bedient werden, an das erste Widerlager herangezogen und mit Hilfe eines eisernen Rollbockes, der im Kanaleinschnitt auf Schienen über einem Schwellenrost läuft, auf das zweite Widerlager herübergerollt (Abb. 33, Bauvorgang *C*). Darauf wird der Überbau in seine endgültige Lage auf die Widerlager abgesenkt.

Liegt das Gelände tiefer als + 4,50, so muß der Brückenüberbau entweder auf dem an die Brücke anschließenden, bereits geschütteten Bahn- oder Straßendamm zusammengesetzt werden, oder es muß zu seiner Errichtung und Überführung ein Unterbau von gewisser Höhe (Schwellenrost) hergestellt werden, der gestattet, den Brückenüberbau über die Auflagerquadern der Widerlager hinwegzuziehen.

Im allgemeinen ist das Bauverfahren *C*, wenn das Gelände erheblich tiefer als + 4,50 liegt, nicht mehr mit Vorteil anzuwenden.

Das Verfahren *C* verursacht für eine Geländehöhe von z. B. + 5,50 und eine Brückenbreite von 6 m folgende Kosten, die auf Grund der bei einer entsprechenden Brückenbau-Ausführung entstandenen Kosten ermittelt sind:

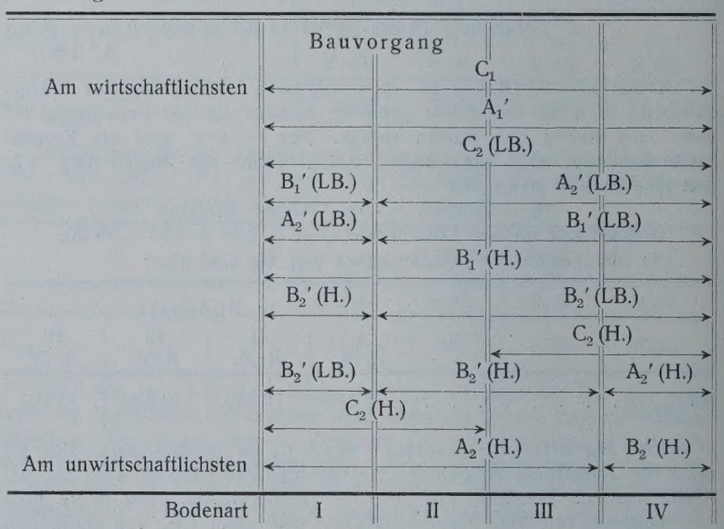
1. Für Pachtung des Richtplatzes (1200 m²/Jahr) . . . 60 R.-M.
2. Für Herstellung eines eisernen Rollbockes von 6 m Höhe und 11 t Gewicht $11 \cdot \frac{270}{3} =$ . . . . . 990 „
   (Es ist nur mit $^1/_3$ der Herstellungskosten gerechnet, da der Bock wieder verwendet werden kann.)
3. Für Aufstellen und Abbrechen des Rollbockes einschließlich Frachten: $11 \cdot 60 =$ . . . . . 660 „
4. Für Aushub und Wiedereinbringen von 200 m³ Boden Kl. II an den Kanalböschungen (damit der Rollbock möglichst dicht an die Widerlager geführt werden kann): $200 \cdot 1{,}50 =$ . . . . . 300 „
5. Für Herstellung eines Schwellenrostes, auf dem der Rollbock läuft:
   a) für Abnutzung der EB.-Schwellen . . . . . 200 „
   b) für Einbringung und Entfernen der Schwellen und Schienen: 1500 L.-Std. = ... 750 „
6. Für Herüberziehen und Absenken des Überbaues auf die Widerlager: 160 L.-Std. = ... 80 „

Summe 1 bis 6 3040 R.-M.
Allgemeine Unkosten: 33 % von Ziffer 4, 5b und 6 = . . 370 „
Kosten des Bauvorganges *C* **3410 R.-M.**

Bei Bauvorgang A_1' und A_2' (Abb. 32) kostet das 8,50 m hohe Aufstellgerüst für eine eiserne Brücke: $K_A = 2{,}66 \cdot 6\,J_1 =$ **5190 R.-M.**

Bezeichnet C_1 den Bauvorgang, bei dem das Verfahren *C* entsprechend A_1' unter Vermeidung eines Erddammes für den Hilfsweg zur Anwendung kommt, und C_2 den Bauvorgang, bei dem das Verfahren *C* angewendet wird und entsprechend A_2' ein Erddamm für den Hilfsweg stehengelassen werden muß, so ist C_1 und C_2 um 1780 R.-M. billiger als A_1' bezw. A_2'.

Vergleicht man alle für die Geländehöhe + 5,50 behandelten Bauvorgänge, wobei die ganzen Gerüstkosten einzusetzen sind (für B_1' und B_2' ist $K_A = 960$ R.-M.), so ergibt sich folgende wirtschaftliche Reihenfolge:



Es ist im allgemeinen wirtschaftlich richtig, die Baggerarbeiten vor dem Bau der eisernen Brücke auszuführen; muß bei der Kanalbaggerung jedoch ein Erddamm für den Hilfsweg stehengelassen werden, der später nur im Handbetrieb beseitigt werden kann, so ist zuerst die Brücke zu bauen! Das Zusammensetzen des eisernen Überbaues auf einem Kanalufer und sein Herüberziehen auf die Widerlager ist, wenn das Gelände auf + 4,50 und höher liegt, im allgemeinen wirtschaftlicher als das Zusammensetzen auf einem Gerüst innerhalb des Kanaleinschnitts. Die kürzere Bauzeit des ersten Verfahrens ermöglicht außerdem eine frühzeitigere Beseitigung des für den Hilfsweg stehengelassenen Erdsatzes.

Die wirtschaftliche Reihenfolge der Bauvorgänge, die aus den vorgeführten Kostenvergleichen ermittelt worden ist, hat allgemeine Geltung.

Da, wo die wirtschaftliche Überlegenheit eines geplanten Bauvorganges nicht offensichtlich ist, ist es notwendig, die Kosten der in Vergleich kommenden Bauvorgänge besonders zu errechnen und dabei die vorliegenden örtlichen und zeitlichen Verhältnisse und die geltenden Löhne und Preise gebührend zu berücksichtigen.

B. Die Festsetzung der Los- und Baggerschachtgrenzen sowie der Lage des Lagerplatzes und der Ablagerungskippen.

Die Neubaustrecke eines Schiffahrtkanals wird vom Bauherrn in Lose geteilt, von denen je eines (selten mehr) an einen Bauunternehmer vergeben wird. Bei einem mittleren Kanalquerschnitt von 350 m² und bei normalen Verhältnissen gilt erfahrungsgemäß eine Loslänge von etwa 5 km als recht wirtschaftlich. Ist der Kanalquerschnitt erheblich größer oder sind besondere Erschwerungen vorhanden, z. B. Aushub von Felsen oder Moor oder Boden aus dem Nassen, so kann es zweckmäßig sein, die Loslänge herabzusetzen. Dabei ist jedoch zu bedenken, daß die Kosten für Einrichtung, Abrüstung und Verwaltung der Baustelle die Arbeit um so mehr verteuern, je geringer die auszuhebenden Bodenmengen sind. Lose unter 2 km Länge sollten daher im allgemeinen nicht vorkommen!

Bei günstigen Bodenverhältnissen oder bei einem mittleren Kanalquerschnitt von weniger als 350 m² kann es wirtschaftlich sein, die Loslänge noch größer als 5 km zu wählen. Jedoch ist dem auch eine Grenze gesetzt: Eine zu große Loslänge erschwert die Leitung und Überwachung der Bauausführung derart, daß wirtschaftliche Nachteile nicht ausbleiben. Je mehr Arbeiter in einem Betriebe beschäftigt werden, desto mehr häufen sich die Schwierigkeiten der Beschaffung, Unterbringung und Entlassung der Arbeiter, sowie der Umstellung der Arbeiterkolonnen bei Betriebsstörungen und -einschränkungen. Dazu kommt, daß die Wirtschaftlichkeit des Betriebes um so mehr beeinträchtigt wird, je größer die Förderweiten zwischen den Baggerschächten, dem Lagerplatz und den Kippen sind. Aus diesen und anderen Gründen sollte man die Länge eines Loses, d. h. eines zusammenhängenden, von einem Unternehmer zu leitenden Betriebes, nicht zu groß, im allgemeinen nicht größer als 8 km bemessen.

Die Grenzen eines Loses müssen sich nach der Lage des Lagerplatzes und der Kunstbauten und nach dem Wechsel der Bodenverhältnisse richten.

Der Hauptlagerplatz eines Loses, kurz „Lagerplatz“ genannt, auf dem die ein- und ausgehenden Bau- und Betriebstoffe und Geräte umgeladen und aufbewahrt oder weiterbefördert und die Maschinen und Geräte instandgesetzt werden, soll möglichst dicht am Kanal und im Schwerpunkte der Kanalaushubmassen, also etwa in der Losmitte liegen, damit die Förderweiten zwischen dem Lagerplatz und den Kanalarbeitstellen am geringsten werden; ferner soll der Lagerplatz an einer Eisenbahn- oder Schiffahrtstraße und an einer Landstraße, die schweren Fuhrwerkverkehr gestattet, gelegen sein. Das Gelände für den Lagerplatz soll trocken und möglichst eben sein und im Grundriß eine langgestreckte, mit der langen Seite parallel zum Hauptverkehrsweg liegende Form haben, die eine gute Entwicklung der Lade-, Aufstell- und Durchfahrgleise ermöglicht.

Diese Voraussetzungen für einen guten Lagerplatz werden nicht immer erfüllt werden können; sind die Stellen bekannt, die sich zur Einrichtung von Lagerplätzen am besten eignen (sie befinden sich gewöhnlich in der Nähe von Kreuzungen zwischen Kanal und Eisenbahn), so können vielleicht die Losgrenzen so festgesetzt werden, daß die Massenschwerpunkte der einzelnen Lose in die Nähe dieser Lagerplatzstellen rücken.

Führt eine Eisenbahn- oder Schiffahrtstraße erst in größerer Entfernung ($>$ 1000 m) an einem Los vorbei, so ist ein besonderer Umladeplatz an dieser Verkehrsstraße anzulegen und mit dem dicht am Los liegenden Lagerplatz durch Rollbahn oder Fuhrwerk- und Lastautobetrieb oder Drahtseilbahn oder dergl. zu verbinden. Der Umladeplatz wird hauptsächlich zum Umschlag, weniger zum Lagern der Baustoffe und Geräte benutzt; der am Los gelegene Lagerplatz umfaßt die Werkstätten, Magazine, Stapelplätze.

Die Kanalneubaustrecke wird durch die den Kanal kreuzenden Verkehrswege und Wasserläufe, bezw. die für sie zu errichtenden Bauwerke, und durch die Stellen, an denen die Bodenverhältnisse derart wechseln, daß sie den Einsatz von zwei verschiedenen Baggerarten bedingen, in einzelne Strecken oder „Schächte“ zerlegt, die von den Baggern nur nacheinander, nicht aber zusammenhängend in durchlaufendem Betriebe ausgehoben werden können. In der Regel ist beim Umsetzen des Baggers von einem Schacht in den anderen ein Umbau der Lade- und Fördergleise und gewisser Nebenanlagen, wie Kohle- und Wasserentnahmestellen, Zufahrtrampen usw. und oft auch ein Umbau des Baggers selbst notwendig. Hierdurch, sowie durch die anormale Baggerung der Endstrecken in jedem Schacht entstehen beträchtliche Kosten. Der Bau einer Kanalstrecke wird daher um so billiger, je kleiner die Anzahl der Schächte ist.

Die durch Verkehrswege bedingte Anzahl der Schächte kann man dadurch verringern, daß man Verkehrswege und Wasserläufe von untergeordneter Bedeutung so verlegt, daß sie den Kanal nicht kreuzen, oder mit anderen Verkehrswegen zusammen überführt oder vorübergehend oder für immer sperrt; ferner dadurch, daß man Hilfsbrücken zur Überführung der Hilfswege gebraucht. Auf diese Weise kann oft aus zwei kurzen Schächten ein langer gemacht werden.

Stets ist anzustreben, die Baggerschächte so lang wie möglich zu machen, damit ein möglichst ununterbrochener, leistungsfähiger und wirtschaftlicher Betrieb zustande kommt.

Nach oben begrenzt wird die Länge eines Schachtes nur durch die Länge des Loses und die vorgeschriebene Bauzeit, die unter Umständen, wenn der Schacht sehr lang ist, den gleichzeitigen Einsatz mehrerer Bagger erforderlich macht, so daß mehrere kurze Baggerschächte entstehen. Bei einem mittleren Kanalquerschnitt von 350 m² wirken sich Schachtlängen unter 600 m für EB.-Betrieb und unter 400 m für LB.-Betrieb erfahrungsgemäß recht unwirtschaftlich aus, besonders dann, wenn das Ladegleis nicht über die Schachtgrenzen hinaus reichen kann.

Die genaue Lage der Schachtgrenzen an Kunstbaustellen ergibt sich aus dem gewählten Bauvorgang; die Schächte reichen entweder bis an das bereits hergestellte Bauwerk oder bis an den für den Hilfsweg stehenzulassenden Erdsatz.

Schachtgrenzen entstehen weiterhin stets da, wo so verschiedenartige Boden- und Wasserverhältnisse zusammentreffen, daß der Einsatz von zwei verschiedenen Baggerarten notwendig wird; z. B. wenn Felsen oder felsiger Mergel, der nur mit LB. gewonnen werden kann, mit Sand oder Kies wechselt, dessen Gewinnung durch EB. wirtschaftlicher als durch LB. ist, oder wenn trockene Bodenarten mit im Grundwasser liegenden Bodenarten wechseln. Im letzten Falle müssen, um das Wasser von den trockenen Schächten fernzuhalten, Erddämme, die mit Ton abzudichten sind, stehengelassen bezw. geschüttet oder hölzerne Sperrwände errichtet werden.

Fallen die Losgrenzen mit Schachtgrenzen zusammen, so wird die Anzahl der Schächte nicht erhöht. Die Festsetzung einer Losgrenze inmitten eines Schachtes, also die Teilung eines Schachtes in zwei kleinere Schächte, ist nur dann gerechtfertigt, wenn dadurch die erforderliche Baggeranzahl in den zusammenstoßenden Losen nicht erhöht wird, und wenn die beiden Teilschächte noch so große Längen behalten, daß die Wirtschaftlichkeit des Betriebes nicht wesentlich leidet.

Die Einteilung einer Kanalneubaustrecke in Lose ist also nach Möglichkeit so vorzunehmen, daß in jedem Los der Schwerpunkt der auszuhebenden Bodenmengen in der Nähe des Lagerplatzes liegt, und die Losgrenzen entweder mit Verkehrswegen oder Wasserläufen, die den Kanal kreuzen, bezw. mit den für sie errichteten Kunstbauten oder Hilfswegen oder mit Stellen zusammenfallen, an denen infolge Wechsels der Boden- und Wasserverhältnisse zwei verschiedene Baggerarten eingesetzt werden müssen.

Von großer Bedeutung für die Leistungsfähigkeit des Betriebes sind die im Kanalbau gewöhnlich zur Anwendung kommenden Ablagerungskippen, kurz „**Kippen**“ genannt, die den ausgehobenen Boden aufnehmen. Ein Bagger kann auch bei bester Einrichtung der Gewinnungsstelle und Förderanlage nicht bis zu seiner vollen Leistungsfähigkeit ausgenutzt werden, wenn die Kippen nicht derart angelegt sind, daß der ausgehobene Boden ebenso schnell eingebaut werden kann, wie er gewonnen wird. Es ist daher der Lage und dem Ausbau der Ablagerungskippen von vornherein die größte Aufmerksamkeit zu schenken!

Die folgenden Darlegungen beziehen sich nicht auf Dammkippen, die bei flachem Kanaleinschnitt auf beiden Kanalufern betrieben werden müssen (Leinpfaddämme). Damit zwischen den Baggerschächten, den Ablagerungskippen und dem Lagerplatz von Beginn bis Ende der Bauarbeiten ein unbehinderter und die Baggerbetriebe nicht störender, wirtschaftlicher Förderverkehr möglich ist, ist es erforderlich, daß die Zufahrtgleise zum EB. oder die Zufahrtrampen zum LB., die Ablagerungskippen und der Lagerplatz auf dem gleichen Kanalufer liegen („Hauptbetriebsufer“).

Ist dies nicht der Fall, so sind die Förderzüge gezwungen, den Kanaleinschnitt an einer oder mehreren Stellen zu durchqueren, und zwar mit Hilfe eines Erddammes oder einer Hilfsbrücke. So kommen eine oder mehrere neue Baggerschachtgrenzen zustande. Geschieht die Durchquerung nicht in Geländehöhe, sondern in Höhe etwa des Leinpfades oder der Kanalsohle, so muß eine entsprechende Einfahrtrampe auf dem einen Ufer und eine entsprechende Ausfahrtrampe auf dem anderen Ufer angelegt werden. Die Kosten, die durch die Teilung eines Schachtes in zwei kleinere Schächte, durch den Bau und Abbruch der Schachtrampen, des Erddammes oder der Hilfsbrücke, durch die vergrößerte Betriebsanlage und durch die meist mehrfach erforderlich werdende Umlegung der Fördergleise entstehen, sind sehr beträchtlich; ferner sind die Kosten für die Beförderungen zwischen Lagerplatz, Kippen und Baggerschächten, wenn sie zwischen beiden Ufern stattfinden, bedeutend höher, als wenn die drei Hauptarbeitstellen auf einem Kanalufer liegen.

Stets sollen wenigstens die Ablagerungskippen und Zufahrten zum Baggerschacht auf dem gleichen Ufer liegen!

Wenn die Bodenschichten quer zur Kanalachse stark geneigt sind und Rutschungen befürchten lassen, müssen Eimerbagger so angesetzt werden, daß ihre Arbeitsrichtung mit der Richtung des Fallens der Schichten übereinstimmt; Zufahrtrampen zum Löffelbaggerschacht sollen auf dem Ufer angelegt werden, zu dem die Schichten fallen. So kann das Abrutschen von Eimerbaggern und Rampen verhütet werden. Handelt es sich um den Aushub einer größeren Strecke, so ist zu versuchen, außer den Ablagerungskippen auch den Lagerplatz auf dem gleichen Ufer, auf dem die Baggeranfahrt liegen muß, anzuordnen; andernfalls ist eine Kanaldurchquerung unvermeidlich.

Grundsätzlich sind Lagerplatz, Baggeranfahrten und Ablagerungskippen auf dem gleichen Kanalufer anzulegen.

Im allgemeinen ist es wünschenswert, die Lose einer Neubaustrecke durch eine Förderbahn zu verbinden, die den unmittelbaren Austausch von Baustoffen und Geräten zwischen den Losen ermöglicht. Diese Förderbahn soll nach Möglichkeit durch alle Lose hindurch ein und dasselbe Kanalufer einhalten, auf dem auch die Lagerplätze und Kippen der Lose liegen. Kanaldurchquerungen, die, wie schon erwähnt, die Baggerbetriebe empfindlich stören und erhebliche Kosten verursachen, sind auf ein Mindestmaß zu beschränken!

Nach der Bestimmung der Kanalseite, auf der die Ablagerungskippe liegen muß, ist deren genauere Lage festzusetzen. Die Auffahrt zur Kippe, die in mehrere Unterkippen geteilt werden kann, soll nach den Baggerschacht-Zufahrten (möglichst nach allen) hin gerichtet liegen, damit die vom Bagger kommenden Züge, ohne die Fahrtrichtung zu wechseln, auf die Kippe heraufahren können. Dadurch wird gegenüber der entgegengesetzten Lage der Auffahrt an Förderzeit und Förderkosten gespart.

Die Ablagerungskippen werden daher zweckmäßig entweder an einem Losende, mit der Auffahrt nach dem anderen Losende gerichtet (Abb. 34a), oder nahe dem Schwerpunkte der Aushubmassen, etwa in der Losmitte mit der Auffahrt nach dem Kanal gerichtet, angelegt (Abb. 34b). Letzteres ist für Lose von größerer Länge (über 4 km) vorteilhaft, weil dadurch übermäßig große Förderweiten vermieden werden.

Je mehr Züge auf die gleiche Kippe fahren, also die gleiche Auffahrt benutzen müssen, desto mehr wachsen die gegenseitigen Behinderungen und die Aufenthalte der Züge beim Ausweichen und bei Betriebsstörungen, z. B. Entgleisungen, so daß die Baggerleistungen sinken. Selbst wenn die Förder- und Ausweichgleise vor der Kippe mehrgleisig ausgebaut und die Gleisstränge der Unterkippen mit allen Ausweichgleisen durch Weichen verbunden sind, läßt sich, wenn die Zugzahl sehr groß ist, bei unregelmäßiger Zugabfertigung auf der Kippe ein Anstauen der Züge vor der Kippenauffahrt nicht vermeiden, weil eben die Gleisverbindungen vor der Auffahrt auf zu engem Raume zusammengedrängt sind. Es empfiehlt sich daher, sowie zur Ersparung an Förderkosten, für je 2 bis 3 Baggerbetriebe (EB. oder LB.) eine besondere Ablagerungskippe vorzusehen.

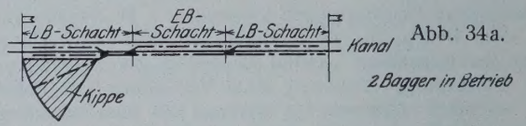


Abb. 34a.

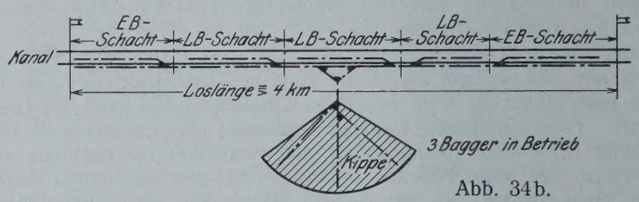


Abb. 34b.

Die Kippen dürfen mit Rücksicht auf etwa eintretendes Herabrollen oder Rutschen des gekippten Bodens nicht zu dicht an den Kanaleinschnitt, an Straßen oder sonstige wichtige Bauwerke und Anlagen herangelegt werden. Läßt der zu verbauende Boden Rutschungen erwarten, oder ist der Untergrund, auf den die Kippe geschüttet wird, wenig standfest, so ist der Abstand zwischen Kippen-Böschungsfuß und wichtigen Bauwerken besonders groß zu wählen, zumal wenn die Kipphöhe groß ist.

Sind die Bauvorgänge an den Kunstbaustellen, die Los- und Baggerschachtgrenzen sowie die Lage des Lagerplatzes und der Ablagerungskippen bestimmt, so kann die Zahl der einzusetzenden Bagger und die den wirtschaftlichen Belangen entsprechende Bauzeit ermittelt und der Arbeitsplan fertiggestellt werden. Dieser wird nach Berechnung der Zeiten, die die Bagger zum Aushub der einzelnen Schnitte und Schächte gebrauchen, zweckmäßig zeichnerisch durch Lage-, Zeit-, Massenplan und geologischen Längenschnitt dargestellt.

Einige Holzhallen der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **Eduard Gall**, München.

Im folgenden sind die zwei bedeutendsten weitgespannten Holzbauwerke, die im Frühjahr 1925 auf der Bodenfläche des Ausstellungsparkes der Stadt München gelegentlich der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925 unter der Bauleitung der Ausstellung, Regierungsbaumeister Harbers, entstanden sind, näher beschrieben.

I. Eisenbahn-Wagenhalle.

Im Bahnhofgebiet der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925 wurde die Wagenhalle zur Unterbringung des ausgestellten Eisenbahn-Lokomotiv- und Wagenmaterials geschaffen.

Die Halle sollte mit weitgespannter Binderkonstruktion und zweckmäßiger größter Binderentfernung möglichst in reiner Zimmermannskonstruktion über einer Grundfläche von 33,5 × 196 m

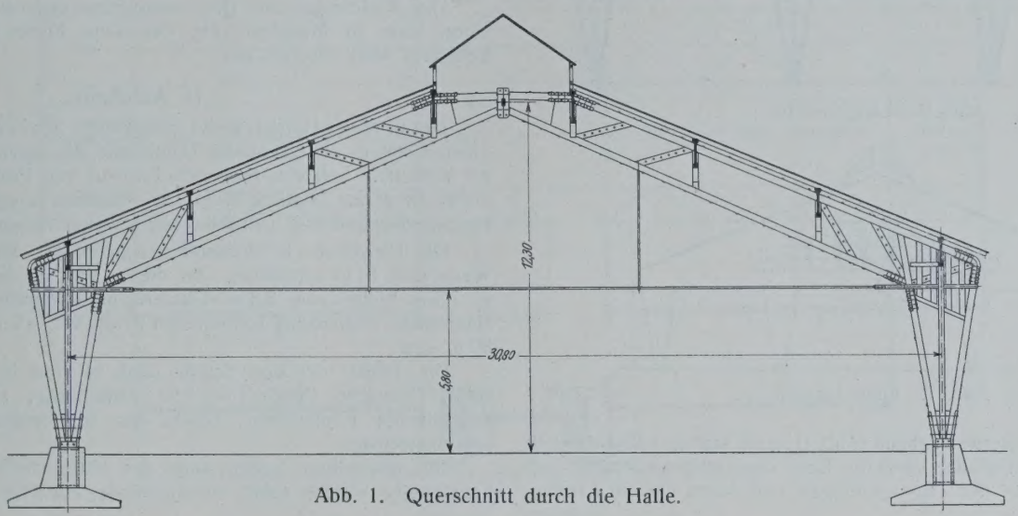


Abb. 1. Querschnitt durch die Halle.

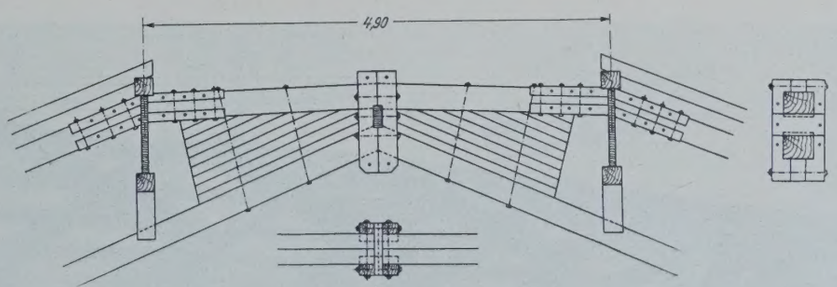


Abb. 3. Scheitelgelenk.

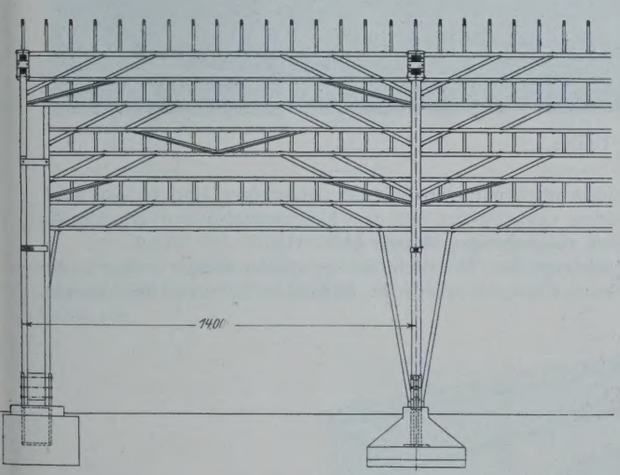


Abb. 2. Längenschnitt.

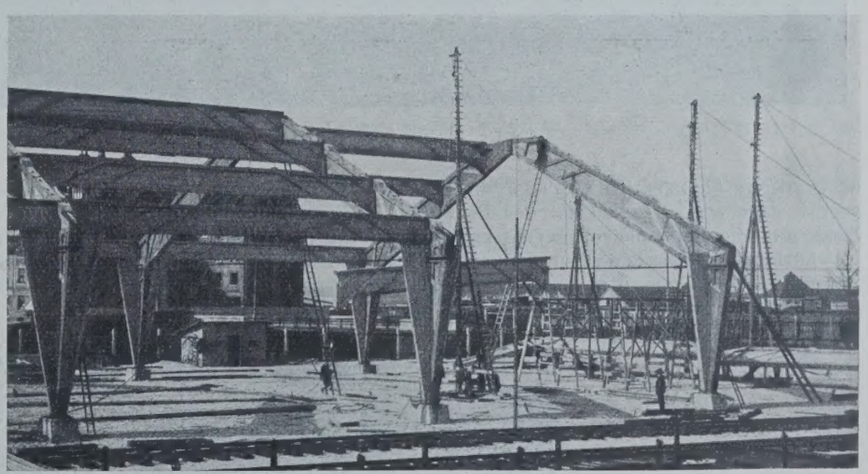


Abb. 5. Bindermontage.

hergestellt werden. Die Halle mußte offen konstruiert werden, um einen tunlichst freien Durchblick auf den anschließenden Ausstellungsbahnhof zu gewähren.

Als Stützweite der freitragenden Konstruktion ist 30,8 m, als Entfernung der Haupttragglieder 14 m gewählt.

Die Binder (Abb. 1) sind Dreigelenkträger mit Zugband in Höhe 5,50 m über Gleislage. Durch-

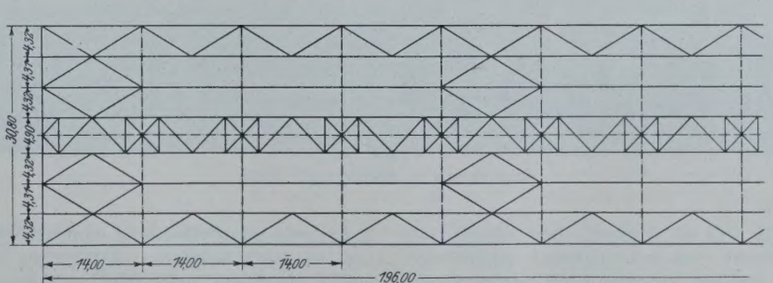


Abb. 4. Grundriß.

laufende Pfettenträger von 1 und 1,2 m Höhe in 4,3 bis 4,9 m Entfernung übertragen das Ruberoiddach auf Schalung und Sparrenlage.

Die Traufenpfetten sind, dem Charakter der offenen Halle entsprechend, als Riegel von Rahmenstellungen in den Längsfronten ausgebildet (Abb. 2), so daß die Binderstützen einen kreuzförmigen Querschnitt erhielten. Die Giebelwände sind im oberen Teile bis Zugbandhöhe geschlossen und im unteren Teile zur Ein- und Ausfahrt als dreifeldrige offene Rahmen mit 6,75 + 13,5 + 6,75 m Weite ausgebildet.

Mit Rücksicht auf die große Tiefenausdehnung erhielt die Halle ein Satteloberlicht im First mit 4,9 m Breite, das sich auf $^2/_3$ der Hallenlänge erstreckt.

Kräftige Querverbände in den End- und zwei Mittelfeldern, sowie durchlaufende Längsverbände, letztere wagerecht in Höhe der Oberlichter und in der Dachhaut längs der Traufen angeordnet, sichern die Übertragung des Windes auf die Rahmenstellungen der Umfassung (Abb. 4).

Alle Träger sind vollwandig ausgeführt. Sie erhielten 6 bis 9 cm starke verdübelte Bohlenfüllung mit aufgearbeiteten Druck-

streben und sorgfältiger Verschraubung. Das in Abb. 3 dargestellte, in Hartholz hergestellte Scheitelgelenk hat einen Gelenkdruck von 40 t zu übertragen.

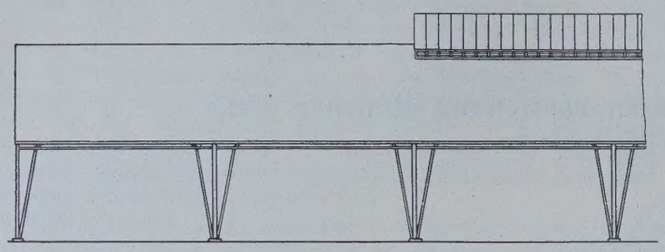


Abb. 6. Längsansicht.

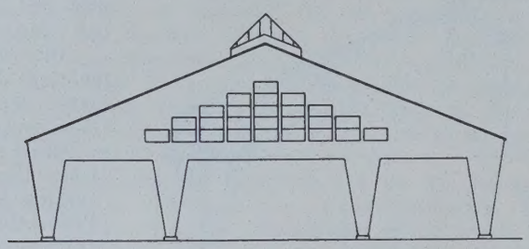


Abb. 7. Giebelansicht.

Das 65 mm dicke eiserne Zugband (Abb. 1) ist mit kräftigen Eisenlaschen 120 × 20 mm an die sorgfältig versteifte Ecke des Dreigelenkträgers angeschlossen. Die Stöße der Trägergurtungen sind durch eiserne Laschen bezw. deren Ansatzflächen vollkommen gedeckt. Bei der dem Winddangriff stark ausgesetzten Lage des Bauwerks ist die Verankerung der Stützen in die Betonfundamente mit kräftigen ⊏-Eisen und Winkeleisenrost im Fundament sichergestellt. Die Gründung geschah auf schlechten Baugrund, eine etwa 8 m mächtige Auffüllung, mit entsprechender Flachgründung. Abb. 5 zeigt den Zusammenbau der Binder, Abb. 6 eine Längsansicht, Abb. 7 eine Giebelansicht der Halle, Abb. 8 endlich gibt ein Bild des fertiggestellten Tragwerks der Halle.

Der Gesamtholzbedarf der in weniger als drei Monaten hergestellten Halle betrug rd. 580 m³, der Eisenbedarf mit Rücksicht auf die Gründung und die kräftigen Fußverankerungen rd. 35 t Profil- und Rundeisen.

Den architektonischen Entwurf schuf Herr Regierungsbaumeister Harbers, die Holzkonstruktion samt Gründung und deren statische Berechnung lagen in den Händen des Verfassers.

Die Ausführung der Holzkonstruktion geschah durch die Zimmerei Gebr. Hatz in München, die Gründung führte die Bauunternehmung Leonhard Moll daselbst aus.

II. Autohalle.

Das in reiner Holzbauweise hergestellte Bauwerk (Grundriß s. Abb. 10) gliedert sich in die eigentliche Haupthalle, die sogenannte „Autohalle", und die Vorhalle. Letztere, nach dem Entwurf von Prof. O. Kurz in München durch die Firma Mathias Weiss in München ausgeführt, zeigt einfache Holzkonstruktion und soll hier nicht weiter behandelt werden.

Die Haupthalle ist dreischiffig angeordnet. Das Mittelschiff hat 30 m Weite und 16 m Firsthöhe. An dieses sind die beiden Seitenschiffe mit je 7,5 m Weite und 5,8 m Traufenhöhe symmetrisch angegliedert. Die Haupthalle überspannt somit einen Raum von 45 m Gesamtbreite und ist 80 m lang.

Die Binder der drei Schiffe (Abb. 9) sind in 8 m Entfernung gestellt. Einfache Pfetten in 3 m Entfernung, abgestützt durch weitausgreifende Kopfstreben, tragen das Ruberoiddach auf Holzschalung und Sparrenlage.

Die überhöhten Seitenwände des Mittelschiffes mit der 4 m hohen Fensterreihe werden durch durchlaufende, etwa 1,8 m hohe Längsträger in Höhe des Seitenschiffes getragen. Diese Längsträger sind in den Endfeldern an beiden Giebelseiten mit den Hauptmittelstützen rahmenartig zu Windportalen zusammengeschlossen (Abb. 11).

Die Beleuchtung des Mittelschiffes geschieht lediglich durch das hohe Seitenlicht im überhöhten Teile des Mittelschiffes und in den Giebeln.

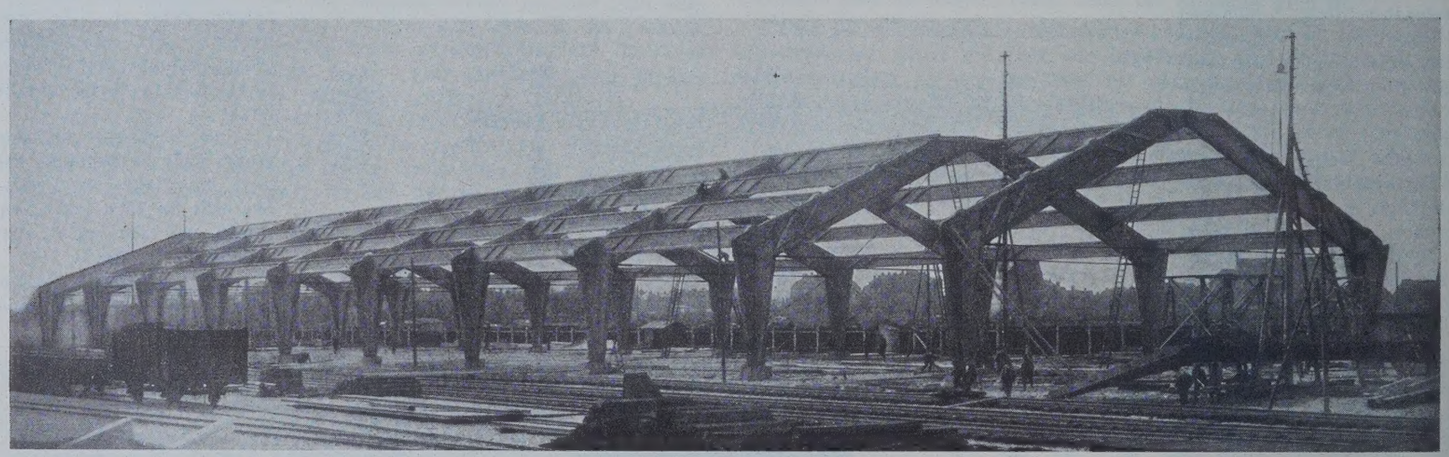


Abb. 8. Ansicht des Tragwerkes der Halle.

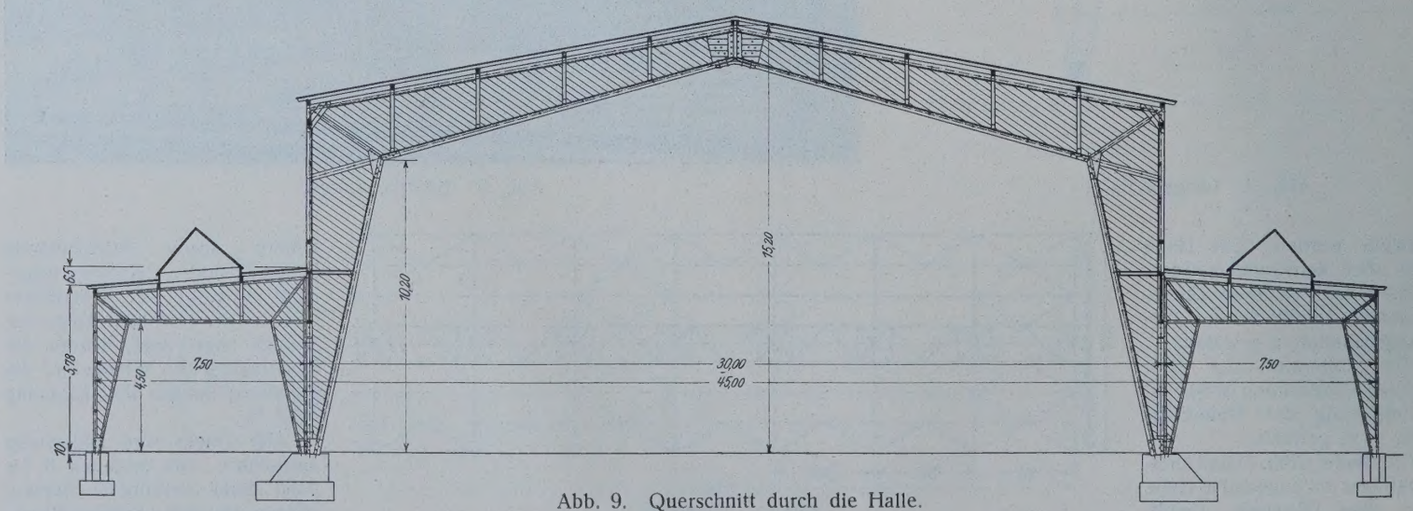


Abb. 9. Querschnitt durch die Halle.

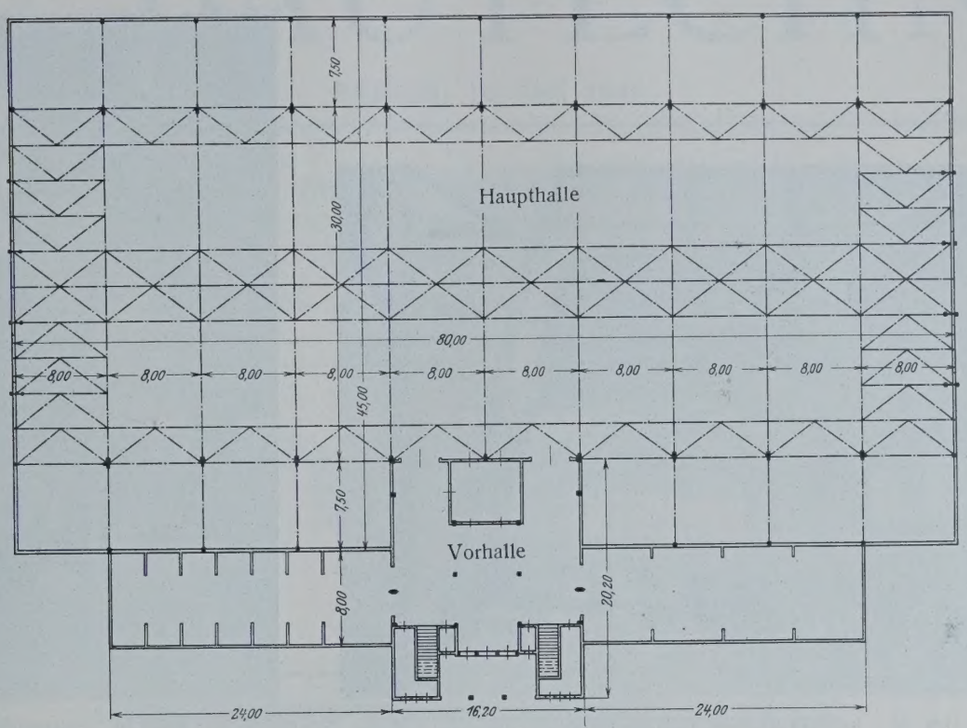


Abb. 10. Grundriß.

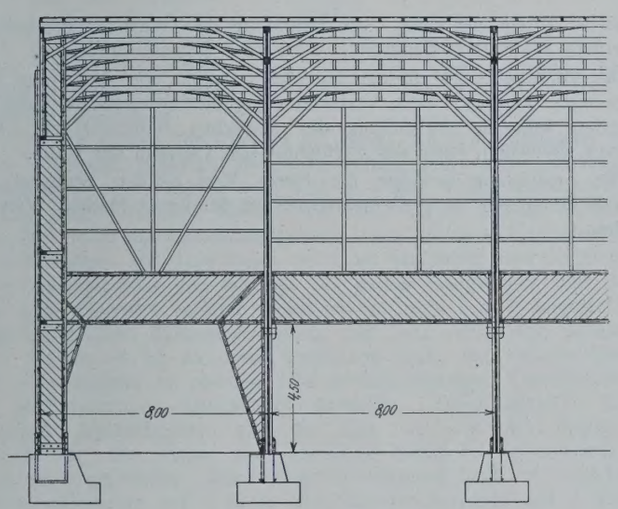


Abb. 11. Längenschnitt.

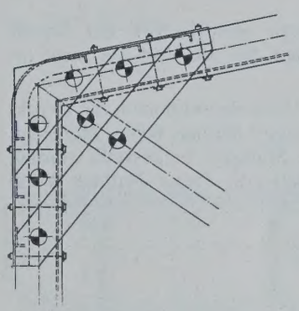


Abb. 12. Äußerer Eckpunkt des Hauptrahmens.

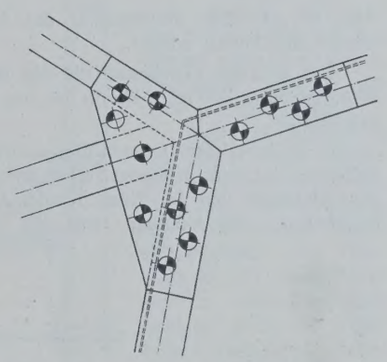


Abb. 13. Innerer Eckpunkt des Hauptrahmens.

Die Binder des Mittelschiffes sind Bogenträger mit Fußgelenken und biegungssteif konstruiertem Scheitel. Die Seitenbinder sind Zweigelenkrahmen mit fester Verbindung der Innenstiele mit den Hauptmittelstützen (Abb. 10).

und durch Nagelung verbunden, sowie an die Gurtungen der Träger mit Ringdübel angeschlossen.

Abb. 13 zeigt die Ausbildung des Druckknotens im oberen Rahmeneck des Mittelschiffbinders, Abb. 12 jene der äußeren Ecke daselbst.

Die Zweckmäßigkeit der gewählten Trägerkonstruktion wurde durch Biegeversuche an in gleicher Weise wie die Binder konstruierten Probeträgern von 300 cm Länge und 50 cm Gesamthöhe der Träger nachgeprüft. Die Wandfüllung der Vollwandträger war 2×3 cm, die Gurtungen des

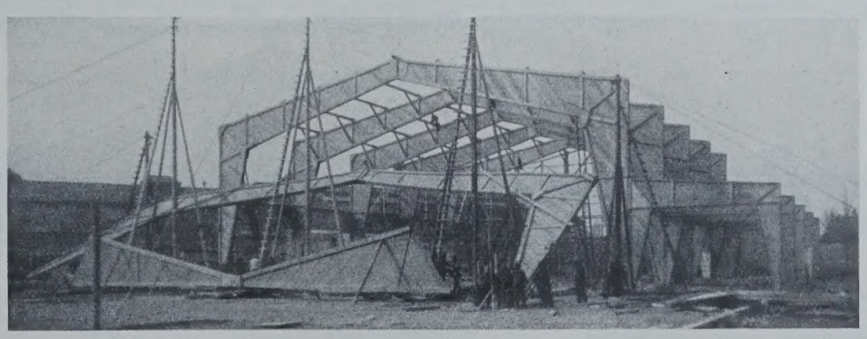


Abb. 14. Montage der Binder.

Alle Binder, Längsträger und Windrahmen sind vollwandig konstruiert. Die Wandfüllung besteht aus zwei gekreuzten, möglichst unter 45° zur Trägerlängsachse verlaufenden Scharen von Holzbohlen, die 3 bis 3,5 cm Stärke haben. Diese Wandscharen sind unter sich mit Dübelflacheisen

der Druck- und Zuggurte je 5×10 cm stark. Die im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München vorgenommenen Probeversuche ergaben Bruchlasten von 11 bis 16,5 t bei mittig aufgebrachter Einzellast. Abb. 14 zeigt den Aufbau der Binder,

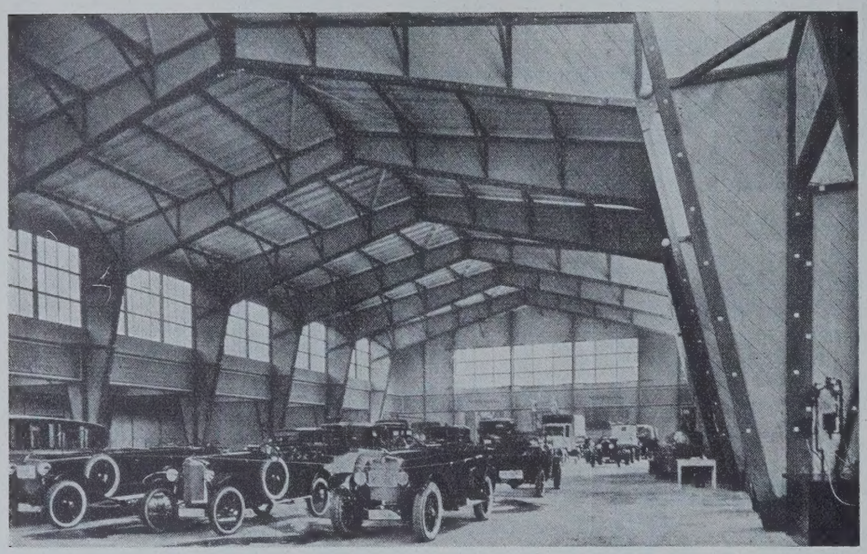


Abb. 15. Innenansicht der fertigen Halle.

Abb. 16. Teilansicht des Innern.

Abb. 15 gibt eine Innenansicht der fertigen Halle, Abb. 16 eine Teilansicht des Innern wieder.

Der gesamte Holzbedarf für das Bauwerk einschließlich der Seitenwände betrug 300 m³. Hierin ist der Bedarf für die Vorhalle nicht inbegriffen.

In 30 Arbeitstagen waren die gesamten Holzkonstruktionen, die zweckmäßigerweise zum größeren Teil in der Zimmerei Mathias Weiss, München, zum kleineren von der Firma Kübler A.-G. Stuttgart, hergestellt wurden, angeliefert. Zur Montage hatte die aufstellende Firma Mathias Weiss weitere 14 Arbeitstage nötig. Die Gründung des Bauwerks geschah auf größtenteils schlechtem Baugrunde, einer noch jungen Auffüllung.

Der Vorentwurf zu diesem Bauwerk stammt von der Firma Karl Kübler A.-G. Stuttgart. Dem Verfasser oblag die Entwurfbearbeitung des Bauwerkes und die Aufstellung der statischen Berechnungen. Prof. O. Kurz, München, schuf das architektonische Gewand der Halle.

Die Ausführung besorgte die Firma Karl Kübler, Stuttgart, als Generalunternehmer — in Gemeinschaft mit der Firma Mathias Weiss in München.

INHALT: Der Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser. — Vorbereitende Arbeiten für die Ausführung größerer Erdarbeiten, insbesondere von Kanalbauten. — Einige Holzhallen der Verkehrsausstellung München 1925.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 18. Juni 1926 | Heft 27

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow.

Von Reichsbahnoberrat **Kreß**, Hannover.

In meiner Abhandlung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 15 u. 16, über die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten habe ich schon erwähnt, daß gleichzeitig die Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow erneuert wird. Beide Brücken sind gleichzeitig erbaut und verstärkt worden und werden jetzt gleichzeitig erneuert. Ihre Geschichte deckt sich also vollkommen. In dieser Beziehung kann ich mich also mit einem Hinweis auf meine Veröffentlichung über die Elbebrücke begnügen.

Abb. 1. Ansicht der alten Brücke.

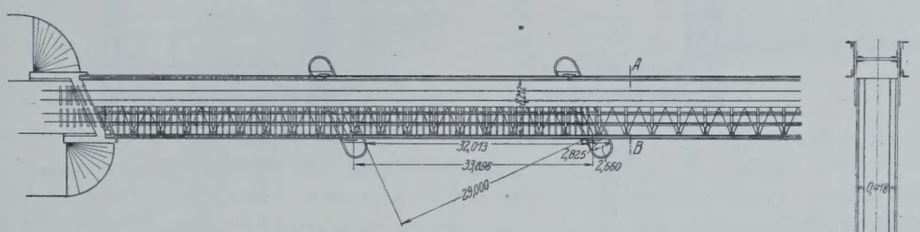
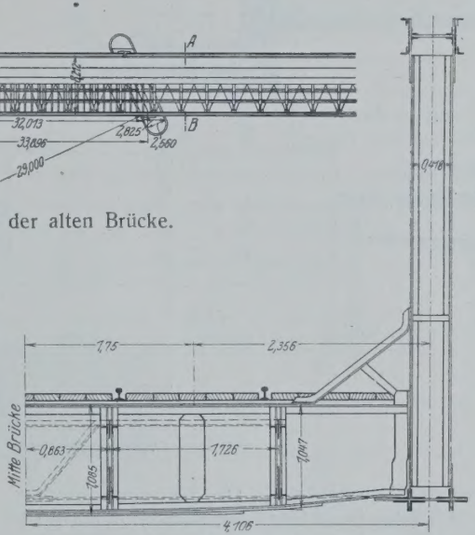


Abb. 2. Halber Grundriß der alten Brücke.

Die alte Brücke überschreitet die Havel mit fünf Öffnungen von je 29 m Lichtweite, senkrecht zur Stromrichtung gemessen. Die Zwischenpfeiler haben eine Stärke von 2,56 m. Der Winkel zwischen Stromrichtung und Gleisachse beträgt 65° 20′. Unter diesem Winkel sind auch die Pfeiler zur Gleisachse gestellt. Die eisernen Überbauten haben Schwedlerträger als Hauptträger mit einer Stützweite von 33,90 m und einer Liniennetzhöhe von 4,70 m. Die beiden Hauptträger sind um ein Feld gegeneinander versetzt. Das ist auf Abb. 1 u. 2 dargestellt, die einer allgemeinen Entwurfszeichnung aus dem Jahre 1868 entnommen sind. Interessant ist an dieser Zeichnung auch, mit welcher Genauigkeit man damals in solchen Übersichtszeichnungen Einzelheiten wie die fachwerkartigen Längsträger darstellte. Einen Maßstab für die damaligen Verkehrslasten gibt der Zug, der auf der Brücke dargestellt ist. Die Pfeiler sind zwischen hölzernen Spundwänden auf Magerbeton gegründet. Der höchste Wasserstand liegt auf + 28,10, die Überbauunterkante auf + 32,24 und Schienenoberkante auf + 33,495 m über NN.



Zu Abb. 2. Schnitt *A—B*.

Die Gründe für die Erneuerung der Brücke sind die gleichen wie bei der Elbebrücke. Als weiterer Beweis für die Erneuerungsbedürftigkeit sei noch angeführt, daß im Jahre 1921 festgestellt wurde, daß 602 Niete lose und ein Winkel gebrochen waren. Es mußten in diesem Jahre eine Strebe und eine Grundplatte eines Auflagers erneuert werden.

Im Jahre 1925 stellte sich heraus, daß an den Schwellenträgern drei Winkel gerissen waren, die durch Laschen gedeckt werden mußten.

Auch die Gründe für den Bau einer neuen Brücke neben der alten, statt der Auswechslung der Überbauten unter Beibehaltung und Verstärkung der alten Pfeiler sind in meiner Veröffentlichung über die Elbebrücke eingehend erörtert und sind hier die gleichen.

Die neue Brückenachse liegt 17,005 m südlich der alten. Dadurch wird die Gründung der neuen Pfeiler ohne Gefährdung der alten Pfeilergründung möglich. Die Havelstrombauverwaltung hatte im Interesse der Schiffahrt die Forderung erhoben, daß die neue Brücke eine Schiffahrtsöffnung von

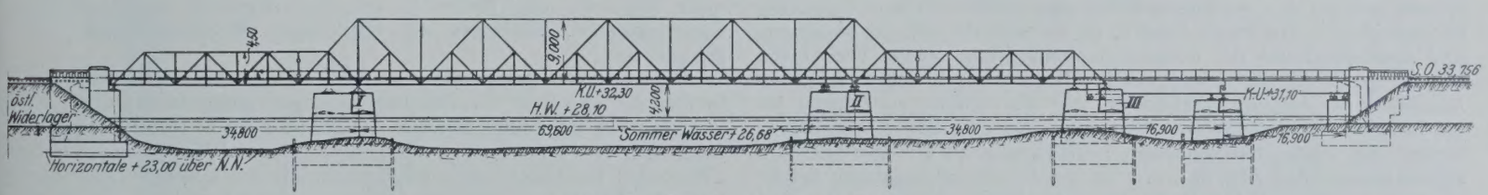


Abb. 3. Ansicht der neuen Brücke.

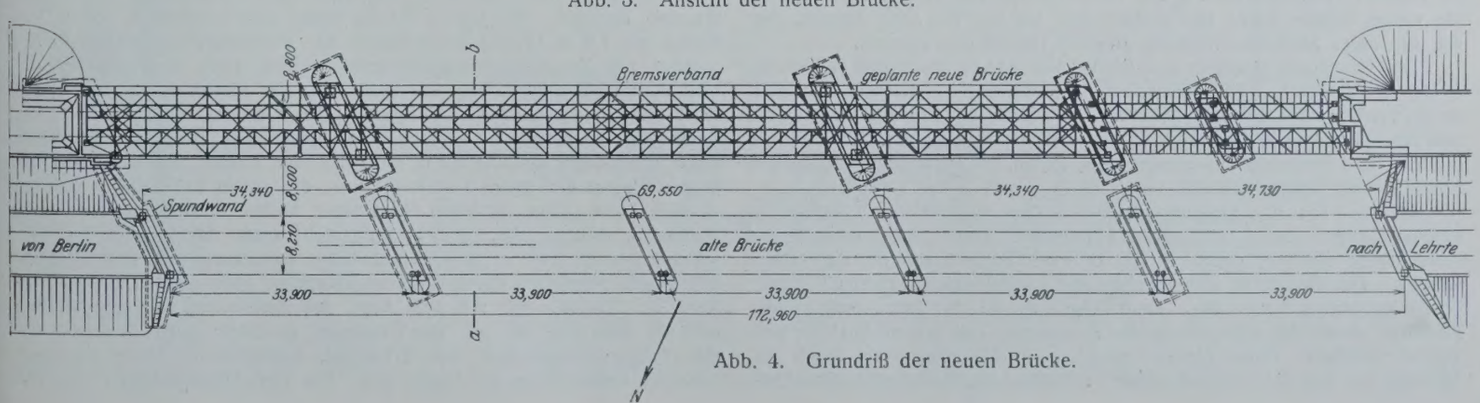


Abb. 4. Grundriß der neuen Brücke.

etwa 60 m Lichtweite erhalten müsse. Die Schiffahrt wird an dieser Stelle dadurch erschwert, daß der Fluß dort in einer ziemlich starken Krümmung liegt. Daß die bisherigen Verhältnisse für die Schiffahrt ungünstig waren, konnte man aus den starken Beschädigungen der Pfeiler durch Schiffe schließen. Der Schiffahrt dienten bisher die Öffnungen 2 und 3 der alten Brücke von Berlin her gezählt. Durch Vereinigung dieser beiden Öffnungen wurde bei der neuen Brücke eine solche von 60,60 m Lichtweite geschaffen. Diese Hauptöffnung wird überspannt mit einem zweigleisigen Überbau, dessen Hauptträger 69,60 m Stützweite und 9 m Netzhöhe besitzen. Die acht Hauptfelder sind je einmal untergeteilt. Diese Hauptträger reichen in die beiden benachbarten Öffnungen mit je einem Kragarm von 8,70 m Länge und nehmen dort einen Schwebeträger von 26,10 m Stützweite und 4,5 m Netzhöhe auf. Diese Schwebeträger ruhen mit ihrem anderen Ende einerseits auf dem östlichen Landwiderlager, anderseits auf einem Zwischenpfeiler, der in Verlängerung des alten Pfeilers 4 steht. Um das so entstandene gleichseitige Bild nicht zu stören, ist die Öffnung 5 der alten Brücke bei der neuen Brücke in zwei Öffnungen von je 13 m Lichtweite aufgeteilt, die mit niedrigen, nicht in die Augen fallenden Überbauten überbrückt werden können. Dafür waren ursprünglich Gewölbe in Aussicht genommen. Bei der weiteren Ausarbeitung stellte es sich aber heraus, daß wagerecht begrenzte Überbauten ein besseres Bild geben würden. Es wurde deshalb ein Vergleich zwischen Eisenbeton-Plattenbalken, Walzträgern oder genieteten Trägern in Beton und Blechträgern angestellt, der zugunsten der letzteren ausfiel. Für die erstere Lösung reichte die zur Verfügung stehende Bauhöhe nicht aus. Bei der zweiten Lösung wäre ein erheblich höherer Eisenaufwand nötig gewesen als bei der letzten. Die Blechträgerbrücken sind eingleisig ausgebildet. Als lichte Durchfahrtshöhe über dem höchsten Hochwasser von + 28,10 über NN wurde das Maß von 4,20 m gefordert. Das ergab für die Fachwerkbrücken eine Lage der Überbauunterkante auf + 32,30, während die Unterkante der Blechträger tiefer gelegt werden konnte. Ihre Lage ergab sich aus Zweckmäßigkeitsgründen bei + 31,278. Wegen Erzielung einer zweckmäßigen Bauhöhe für die Fachwerkbrücken mußte unter diesen Verhältnissen eine Hebung der Schienenoberkante um etwa 26 cm vorgenommen werden. Sie liegt auf 33,756 über NN. Diese Hebung war bei den vorhandenen Neigungsverhältnissen ohne Schwierigkeit auszuführen. Die Pfeiler 1 und 2, die die Schiffahrtsöffnung begrenzen, sind abweichend von der früheren Anordnung unter einem Winkel von 64° 20′ gegen die Gleisachse gestellt. Dadurch ergab sich eine bessere Anordnung der Auflager; gleichzeitig war die Stellung vorteilhafter für die Schiffahrt und die Wasserabführung. An den Enden der Brücke werden die Gleise mit schlanken Krümmungen an die alte Gleislage angeschlossen. Aus Abb. 3, 4 u. 5 ist die Anordnung der neuen Brücke zu ersehen, während Abb. 6 die Gesamtanordnung darstellt. Das Bild der neuen Brücke wirkt viel einheitlicher als das der alten Brücke, die nur aus einer Aneinanderreihung gleicher Überbauten bestand.

Der Bau der Widerlager und Pfeiler war der Firma Philipp Holzmann & Co. in Frankfurt a. M., Niederlassung in Berlin, übertragen. Ihr Bau ist im Herbst 1925 beendet worden. Die Pfeiler wurden mit Senkkasten aus Eisenbeton unter Verwendung von Druckluft gegründet. Die Grundplatten der Widerlager bestehen aus Beton, der zwischen hölzernen Spundwänden hergestellt ist.

Da das Fluß- und Grundwasser nach den ausgeführten chemischen Untersuchungen zum Teil etwas Huminstoffe und freie, angreifende Kohlensäure enthielt, mußte es als schwach betonzerstörend angesehen werden. Der Gehalt an freier Kohlensäure schwankte zwischen 8,8 und 38 Milligramm auf ein Liter. Zum Schutz gegen die betonzerstörenden Einflüsse wurde die Außenwand der Senkkasten mit einem Anstrich aus Inertol versehen. Damit dieser Anstrich beim Absenken nicht durch die Reibung am Erdreich zerstört wurde, erhielten die Senkkasten eine Ummantelung aus 5 cm starken gespundeten und getränkten Bohlen. Die Sohle wurde ebenfalls durch eine Schutzschicht zwischen zwei Klinkerflachschichten geschützt (Abb. 10). Oberhalb der Senkkasten bis zur Höhe des Sommerwasserstandes wurden die Pfeiler durch eine 25 cm starke Klinkerwand geschützt, die in säurefestem Mörtel gemauert war. Der Mörtel wurde aus einem zu diesem Zweck besonders bezogenen Zementmörtel hergestellt, der von der Firma Fr. Rößler in Bensheim an der Bergstraße geliefert war. Der obere Teil der Pfeiler 1 und 2 wurde vollständig mit Granitquadern umkleidet, weil zu befürchten war, daß andernfalls die Pfeiler zu stark von Schiffen beschädigt würden, die in Schleppzügen den stark gekrümmten Flußlauf befahren. Diese Quadern wurden bezogen von der Firma Carl Sparmann & Co. in Dresden aus ihren Brüchen bei Demitz in der Sächsischen Lausitz. Bei den übrigen Pfeilern und den Widerlagern wurden nur die Vorköpfe mit Granitquadern verkleidet, die übrigen Ansichtflächen dagegen mit einer Vorsatzschicht überzogen, die mit dem Torkretverfahren aufgespritzt wurde. Sand und Grus für diese Schicht wurden aus demselben Bruch wie die Granitquadern bezogen, damit die Schicht möglichst das gleiche Aussehen erhielt. Die Pfeiler werden oben abgedeckt durch eine über den ganzen Pfeiler reichende Eisenbetonplatte, aus der die gleichfalls aus Eisenbeton bestehenden Auflagersteine herauswachsen. Diese durchgehende Platte hat die Aufgabe, einmal den Auflagerdruck möglichst gleichmäßig über die ganze Fläche des Pfeilers zu verteilen und zweitens Zugspannungen aufzunehmen, die im oberen Teil des Pfeilers entstehen, wenn man den ganzen Pfeiler als einen umgekehrten Träger auf zwei Stützen betrachtet, bei dem die Bodenpressung die gleichmäßig verteilte Belastung und die Auflager die beiden Auflagerpunkte sind. Diese Beanspruchungen sind bei zweigleisigen Brücken wegen des verhältnismäßig großen Abstandes der Auflagerpunkte voneinander bei den jetzigen großen Verkehrslasten nicht unerheblich. Sie sind um so größer, je niedriger der Pfeiler ist. Ich habe bei älteren zweigleisigen Brücken Risse beobachtet, die ich auf solche Ursachen zurückführe. Die Senkkasten wurden auf gerammten Gerüsten hergestellt und mit Spindeln abgesenkt. Die Pfeiler 1 und 2 sind in Abb. 7, 8 u. 9 dargestellt, die durchgehende Eisenbetonplatte in Abb. 11 u. 12, und zwar diese für den Pfeiler 3, auf dem einerseits die zweigleisige Fachwerkbrücke, anderseits die eingleisigen Blechträgerbrücken aufgelagert sind.

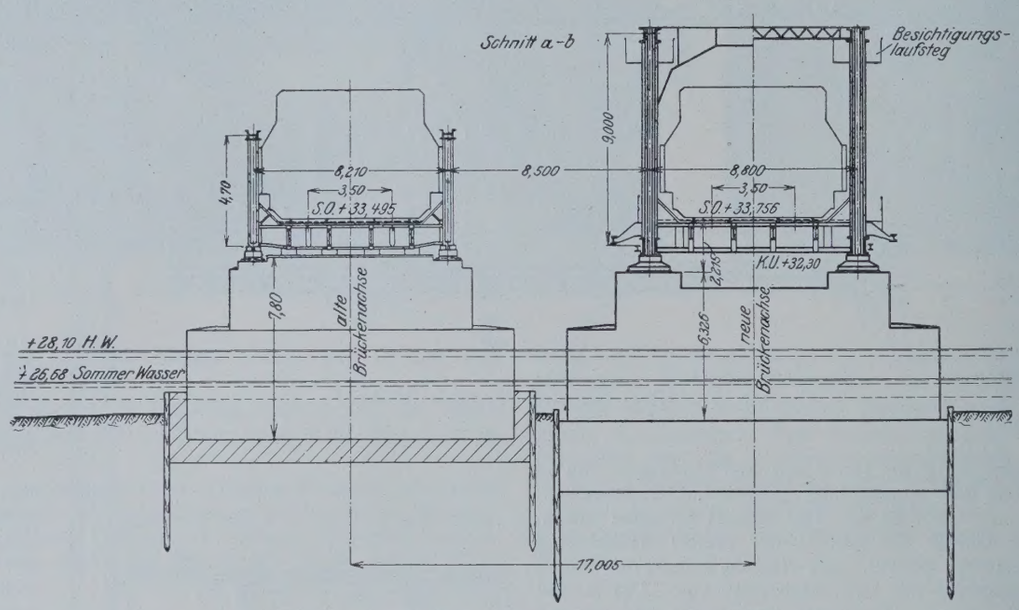


Abb. 5. Querschnitt der alten und neuen Brücke.

Von den Widerlagern bietet nur das östliche etwas Besonderes, weil in ihm die Kammern der Besichtigungswagen untergebracht sind. Abweichend von der bisher üblichen Anlage ist nicht in jeder Öffnung ein besonderer Besichtigungswagen vorgesehen, sondern auf jeder Seite der Überbauten läuft auf besonderen Trägern, die am Untergurt angebracht sind, ein Wagen über sämtliche Öffnungen von einem Ende der Brücke bis zum anderen. An jedem Wagen hängt eine Laufbühne von 0,9 m Breite und 7,9 m Länge, die während der Vorbeifahrt an einem Pfeiler parallel zur Brückenachse geschwenkt werden kann und dadurch die Vorbeifahrt ermöglicht. Bei der Gestaltung der Pfeiler ist hierauf Rücksicht genommen worden. Innerhalb einer Öffnung dagegen kann die Laufbrücke senkrecht zur Brückenachse geschwenkt werden und reicht dann unter der Fahrbahn bis in die Mitte der Brücke, so daß mit Hilfe beider Wagen die ganze Untersicht und die ganze Fahrbahn bestrichen werden kann. Am östlichen Widerlager laufen diese Wagen dann in Kammern, die in Abb. 13 u. 14 dargestellt sind. Sie werden dort verschlossen und sind so gegen mutwillige Benutzung und Beschädigung und gegen Verderben durch Witterungseinflüsse geschützt. Daneben entsteht der Vorteil, daß sie dem Auge des Beschauers entzogen werden und das Bild nicht stören. Die Bewegung geschieht durch Motoren, die eine Fahrgeschwindigkeit von 2 km/Std. ermöglichen. Diese bewirken auch die Schwenkung der Laufbrücke. Die Besichtigungswagen sind mit

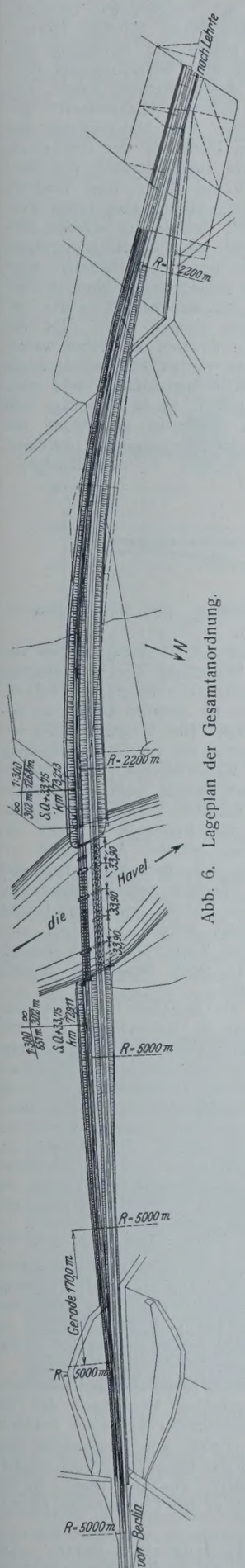


Abb. 6. Lageplan der Gesamtanordnung.

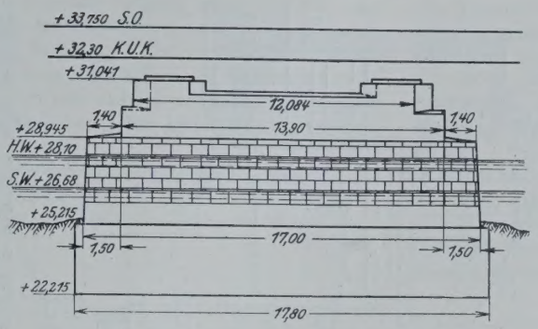


Abb. 7. Ansicht der neuen Pfeiler 1 und 2.

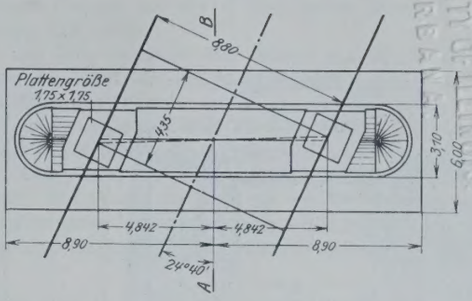


Abb. 9. Aufsicht der neuen Pfeiler 1 und 2.

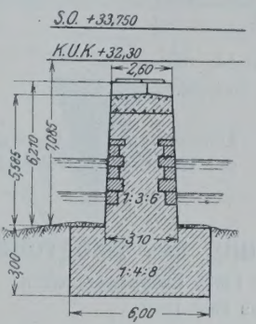


Abb. 8. Schnitt
der neuen Pfeiler 1 und 2.

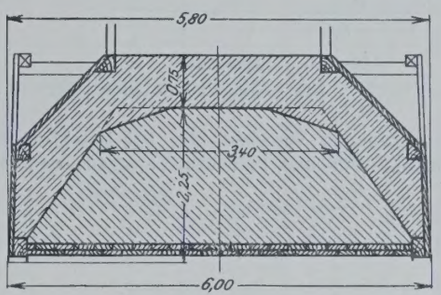


Abb. 10. Senkkasten aus Eisenbeton
mit Holzverkleidung zum Schutze der Isolierung
gegen betonschädliches Wasser.

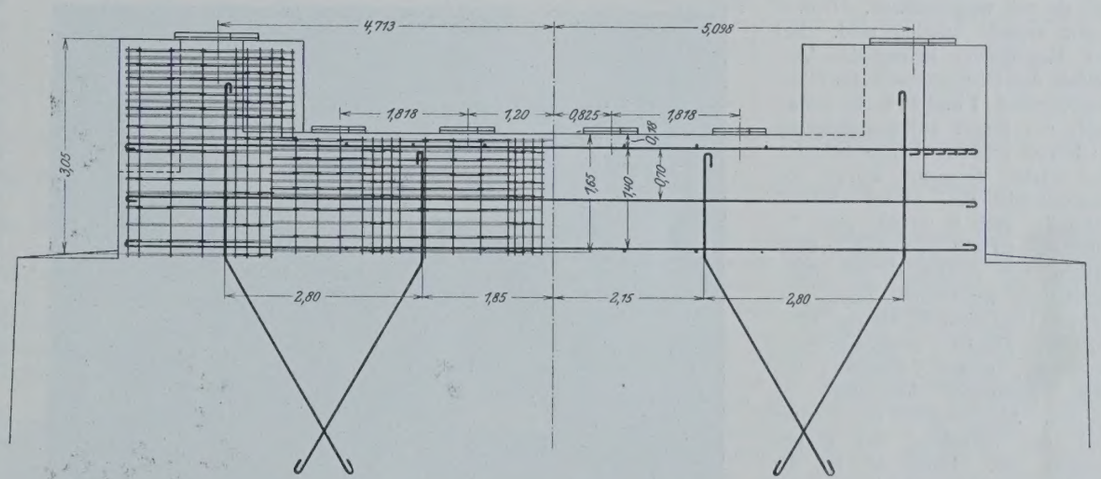


Abb. 11. Längsschnitt der Eisenbetonauflagerplatte des Pfeilers 3.

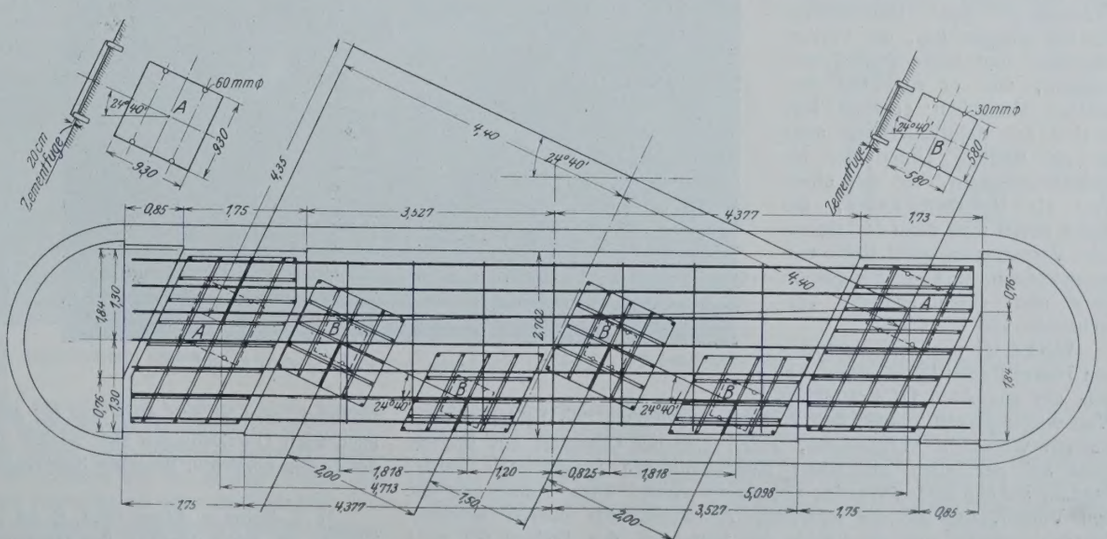


Abb. 12. Aufsicht der Eisenbetonauflagerplatte des Pfeilers 3.

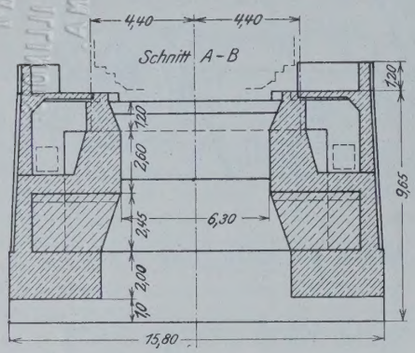


Abb. 13. Querschnitt

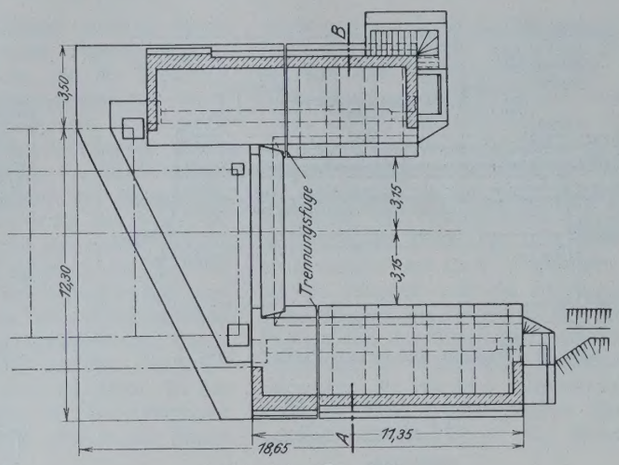


Abb. 14. Grundriß

des östlichen Landwiderlagers mit den Kammern für die Besichtigungswagen.

Fangvorrichtungen versehen, um bei Beschädigungen einen Unfall zu verhindern. Für den Fall des Versagens des Motors sind die Wagen auch mit Handantrieb versehen. Bei der früher üblichen Einrichtung konnte die Bewegung der Wagen trotz Bedienung der Kurbeln durch mehrere Leute nur mit äußerster Langsamkeit geschehen. Eine Untersuchung der ganzen Unterseite der Brücke erforderte außerordentlich viel Zeit. Sie wurde daher zum Nachteil der Unterhaltung sehr selten ausgeführt. Infolge der seltenen Benutzung der Besichtigungswagen wurde deren Unterhaltung auch leicht vernachlässigt, und so steigerte sich der Mangel an der Einrichtung immer mehr. Da die Wagen dauernd im Freien waren, wurden sie an sich schon durch die Witterungseinflüsse sehr stark angegriffen. Es ist zu hoffen, daß durch die neue Einrichtung die Untersuchung der Untersicht der Brücke viel häufiger ausgeführt und damit der Unterhaltungszustand gebessert wird. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die zulässige Belastung des Baugrundes.

Von Dr. Dr. techn. e. h. **Fritz Emperger,** Wien.

(Schluß aus Heft 16.)

Wie bereits erwähnt, wurde außer der Belastung etwaiger Druckflächen auch die von kegelförmigen Druckflächen in das Programm der Vorversuche aufgenommen. Es geschah dies mit runden Körpern von demselben Durchmesser 28,2 cm, wie sie mit wagerechtem, ebenem Lager erprobt worden sind. Bei der Kegelfläche betrug das Verhältnis des Durchmessers zur Höhe des Kegels 2 : 1 und 2 : 3. Es wurde auch ein Kegel mit der Neigung 2 : 3 von größerer Länge belastet. Für diese Versuche wurde die Grabensohle um 14 cm vertieft (Abb. 3). Abb. 9 ist mir eine Erinnerung an die in dieser Gräbergleiche bei Aufnahme der Meßergebnisse verbrachten Tage. Sie erwies sich wirklich als das Grab meiner damals hochgespannten Hoffnung, dieses Fachgebiet auf eine gesundere Grundlage zu stellen. Abb. 10 stellt den Verlauf bei der Belastung des großen Kegels dar. Darin ist an der Stelle, wo der Kegel so tief in die Erde eingedrungen war, daß die Eindringung den Durchmesser 28,2 cm betragen hat, der Verlauf fortgesetzt und jener Verlauf eingetragen, wie er sich bei den anderen Versuchen ergeben hat. Es sind das natürlicherweise alles gar zu dürftige Unterlagen für Schlußfolgerungen, die nur einen Wert als Vorarbeit haben, auf Grund deren man dann das eigentliche Versuchsprogramm hätte aufbauen können. Sie können in diesem Sinne auch einem späteren Versuchsleiter von Wert sein.

Weiter sei noch ein Vorschlag von Hofrat Pachnik angeführt, bei dem der aus Abb. 11 ersichtliche Weg eingeschlagen wurde, den Preßkolben zwischen den beiden Seitenwänden wagerecht anzubringen, wobei also der Charakter des Bodens nicht auf der allen möglichen Nebeneinflüssen ausgesetzten Sohle, sondern auf den beiden Wänden untersucht wurde. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß sie die schwierige Anordnung der oberen Brückenbelastung erspart und gleichzeitig den Mittelwert des Bodens für zwei Stellen angibt. Die Versuche ergaben, wie Abb. 12 zeigt, eine gute Übereinstimmung mit der lotrechten Belastung, und ihre allgemeine Verwendung kann daher empfohlen werden.

Die bisher beschriebenen Verfahren der Untersuchung bleiben von der Beistellung des hydraulischen Werkzeuges abhängig. Ein Preßkolben ist ziemlich einfach zu beschaffen. Die Schwierigkeiten bestehen in der verläßlichen Messung des Wasserdruckes. Aus diesem Grunde wurde noch ein zweites gewöhnliches Manometer benutzt, das für praktische Zwecke genügend genaue Ablesungen ergeben hat, besonders wenn man dem Versuch größere Flächen zugrunde legt, für die größere Drücke benötigt werden, die auf eine andere Weise als durch Wasserdruck nicht beigestellt werden können.

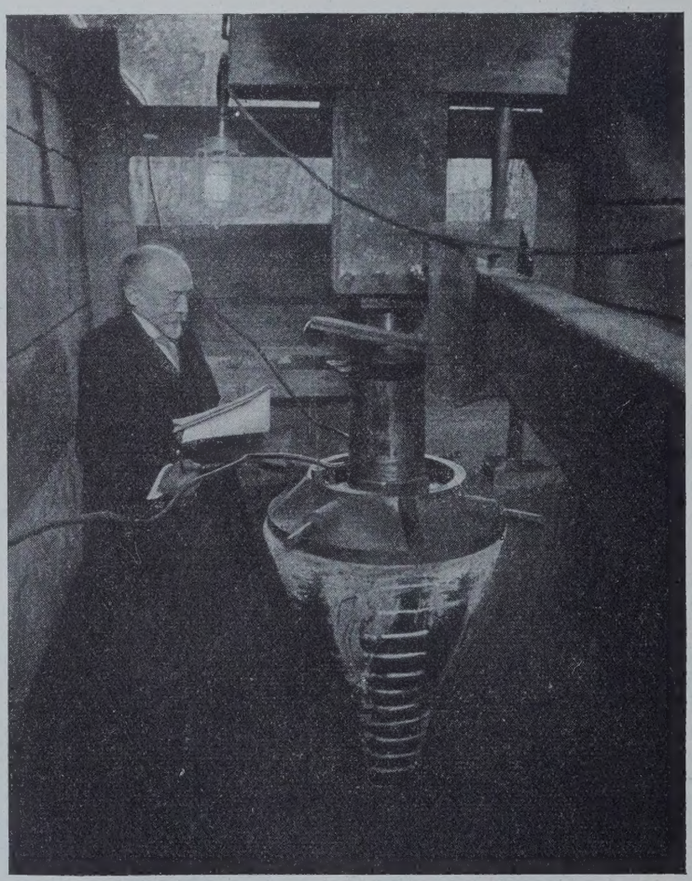


Abb. 9. Versuche mit dem großen Kegel.

Als Grundlage für eine wissenschaftliche Behandlung der Mitwirkung des Fundamentes bei Tragwerken bedient man sich der sogenannten Baugrundziffer *C*. Diese Größe ist aus dem Eisenbahnoberbau hinübergenommen, wo sie bei der Berechnung von Schwellen als Bettungsziffer gute Dienste leistet. Sie wird aus der Gleichung für die Einsenkung ϑ (in cm) bestimmt: $\vartheta = \frac{P}{FC} = \frac{\sigma}{C}$, worin σ in kg/cm² auszudrücken ist. Hierin bedeutet ϑ die gesamte Einsenkung, während bei unseren Versuchen die federnde Einsenkung ermittelt wurde, wie sie der Statiker braucht.[5])

Wir sehen aus den vorstehend mitgeteilten Versuchen, daß die Baugrundziffer bei einer bestimmten Größe der Fundamente hinreichend feststeht und nicht nur bei der ersten Belastung auftritt, sondern auch nach Überlastungen sich wieder einstellt. Die Änderungen, die mit der Größe eintreten, bestehen hauptsächlich in dem Unterschiede, ob man

[5]) S. Beton u. Eisen 1914, S. 14 u. f., Brugsch u. Briske, „Der Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Berechnung äußerlich statisch unbestimmter Bauwerke".

unter ϑ die gesamte oder nur die federnde Setzung versteht. Für eine Bettung und für die meisten Fälle der Fundierung kommt die gesamte, für die Statik die federnde Setzung in Frage. Die Schwierigkeit besteht also darin, die Größe C aus kleinen Versuchen zu bestimmen; bei unseren Versuchen mit 25^2 Fläche hat sich etwa $C = 12$ für die gesamte und $C = 22$ für die federnde Formänderung des Untergrundes ergeben.

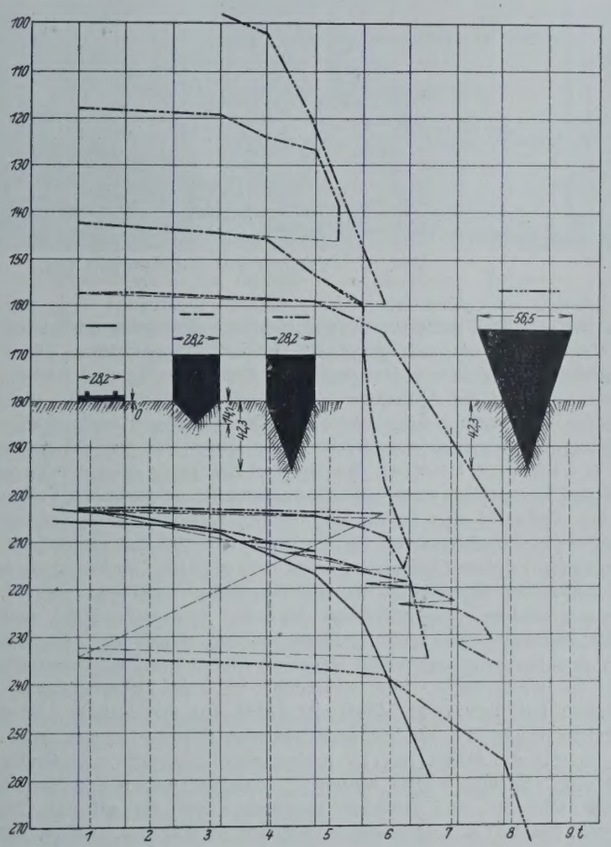


Abb. 10. Setzung bei Belastung mit Kegel.

Die hier gegebenen Anregungen sind alle älteren Datums und erlangen erst durch das gleichzeitige Studium des inzwischen erschienenen Werkes von Terzaghi Bedeutung. So sei insbesondere auf die dort gegebene Zusammenstellung der Bettungsziffern verwiesen und die daraus hervorgehenden großen Unterschiede zwischen Sand einerseits und tonartigem Material anderseits. Aus einer tabellarischen Zusammenstellung auf S. 238, Tab. 39, ist ersichtlich, daß die Bettungsziffer für C Sand in den Grenzen

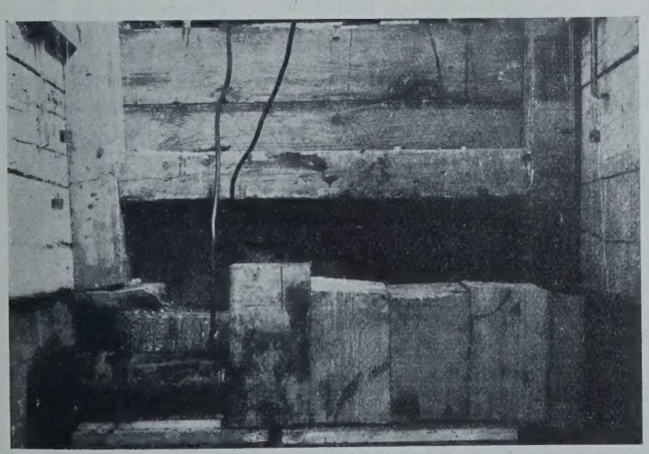


Abb. 11. Versuch mit wagerechten Druckkolben.

von 1 bis 7 ermittelt wurde, während bei sandigem Lehm mit 16 % Wassergehalt wie beim Bau des Arsenals in Pittsburgh noch höhere Zahlen nachgewiesen sind. Uns ist es damals leider nicht vergönnt gewesen, Sandgründungen zu untersuchen. Es sei deshalb auf die in dem Werke von Terzaghi enthaltenen grundlegenden Mitteilungen über das Verhalten von Sand verwiesen. Die bei größeren Flächen sich ergebenden Abweichungen von C haben nichts Überraschendes, sie bilden eine allgemeine Erscheinung des Versuchswesens, ebenso wie die Änderung des Verhaltens bei Überschreitung der zulässigen Grenze, bei der C noch weiter sinkt, d. h. die elastische Gegenwirkung sich steigert.

Wenn wir z. B. die Druckfestigkeit des Betons aus 20-cm-Würfeln bestimmen, so wissen wir, daß sie bei einer scheinbar geringen Vermehrung der Abmessungen des Würfels auf 30 cm bereits merklich abnimmt. Das hindert uns aber nicht, den 20er Würfel als brauchbaren Maßstab anzuerkennen. Aus den bisherigen Versuchen kann man höchstens ableiten, daß die Versuche mit der Belastung von zu kleinen Flächen, wie 7^2 und 10^2, insofern irreführend sind, als sie die Versenkungsgrenze unrichtig angeben, und so unter Umständen dazu verleiten könnten, eine hohe spezifische Belastung (in kg/cm²) für zulässig anzusehen, die bei

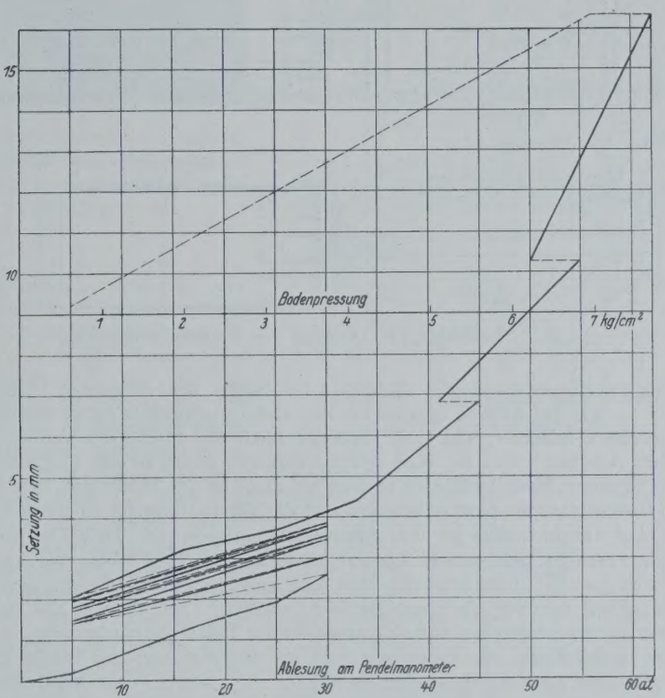


Abb. 12. Wagerechte Einpressung an den Wänden.

großen Flächen nicht zutrifft. Wir können daraus folgern, daß bei dieser Bodenart derartige Belastungsversuche mit Flächen vorgenommen werden sollten, die den praktisch vorkommenden Verhältnissen näherliegen. Für den gewöhnlichen Hochbau käme daher wenigstens eine Fläche von 25^2 cm² in Frage. Da aber bei diesen größeren Flächen die Belastung auf einem anderen Wege schwer aufzubringen ist, so ist der Vorgang mittels hydraulischer Hilfsmittel und die Belastung zweier Grabenwände anstatt der Sohle als der zweckmäßigste zu empfehlen. Nicht abzusehen ist allerdings, wie diese Gedankenfolge logisch auf die großen Plattenfundamente unter ganzen Gebäuden übertragen werden kann. Jedenfalls müssen wir bei diesen den aus kleinen Versuchen abgeleiteten Nachweis der Tragfähigkeit mit großer Vorsicht behandeln, und ich glaube, daß die im Handbuch für Eisenbetonbau angeführten Bau-

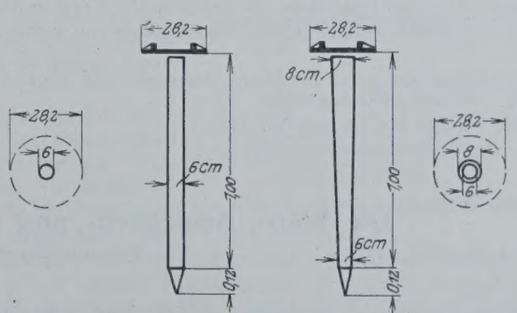


Abb. 13. Modellpfähle von Dr. K. Zimmermann.

unfälle[6]) mit Schiefstellungen solcher großen Platten durch eine ungenügende Scherfestigkeit des Bodens ihre Erklärung finden.

Diese Erwägungen haben seinerzeit veranlaßt, unsere Vorversuche auf ein anderes Gebiet auszudehnen, wo auch die tieferen Schichten der Untersuchung unterzogen werden können. Wir haben leider die kegel-

[6]) 2. Aufl. Bd. VIII, 3. Aufl. Bd. IX, Kap. Bauunfälle.

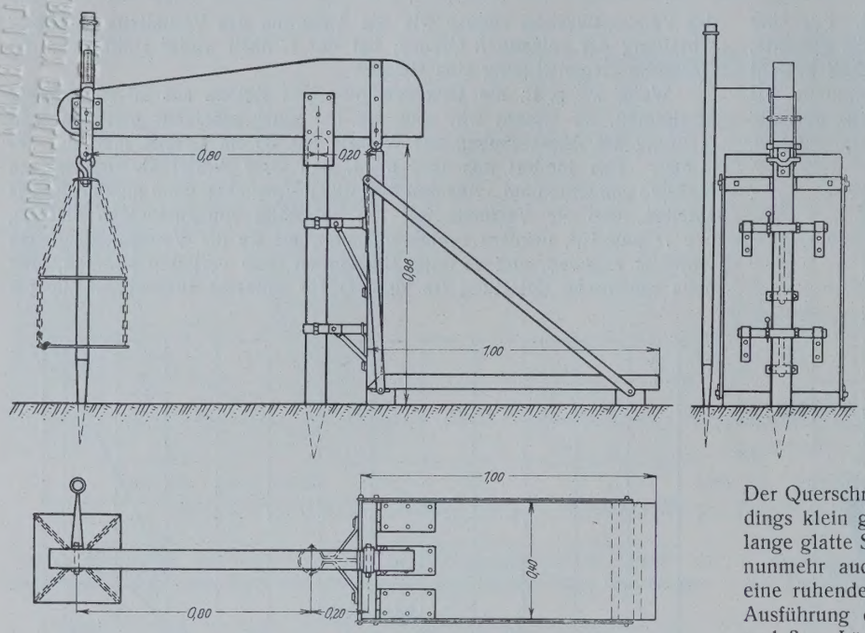


Abb. 14. Apparat zur Bodenuntersuchung.

förmigen Körper nach der Richtung der Größe der belasteten Fläche nicht so wie die flachen untersucht, was eine empfindliche Lücke unserer Vorarbeiten bedeutet, und sind, angeregt durch die damals neu veröffentlichten Arbeiten[7]) von Dr. Karl Zimmermann, gleich zu dem Gedanken übergegangen, Modellpfähle zu verwenden, diese in eine bestimmte Tiefe in den Boden einzurammen, zu belasten und die Versenkungslast zu ermitteln.

Auf Grund eines an ihn gestellten Ersuchens hat Herr Dr. Karl Zimmermann uns seinen Apparat in liebenswürdiger Weise zur Verfügung gestellt mit allen von ihm untersuchten Modellpfählen, deren Vielfachheit uns vor die Qual der Wahl stellten. Wir haben aus den Modellen die beiden in Abb. 13 dargestellten Pfähle herausgesucht und unter Beibehaltung des Rammvorganges die Rammkurven der Pfähle für verschiedene Einrammungstiefen bestimmt. Als zweite Frage ergab sich nun, wie man die so eingerammten Pfähle belasten sollte. Auf Grund einer Veröffentlichung in der Deutschen Bauzeitung[8]) auf den Bodenbelastungsapparat von Buchheim & Heister aufmerksam gemacht, habe ich die Verwendung dieses Apparates für die Belastung dieser Pfähle in Aussicht genommen. Die Firma war so freundlich, uns den Apparat kostenfrei zur Verfügung zu stellen, doch stellte sich nach langwierigen Versuchen heraus, daß der Meßbereich des Apparates kein hinreichender ist, um den starken Einsenkungen, wie sie in einem so weichen Boden in Frage kommen, bequem folgen zu können. Es ergeben sich dabei Tiefstellungen der Hebel und Ungenauigkeiten in der Übersetzung, so daß wir den Gebrauch des Apparates für diesen Zweck nicht in Betracht ziehen konnten. Damit sind wir ungefähr auf dem Punkte angelangt, wo uns der Atem ausging, und es hat keinen Zweck, die Einzelheiten der Vorversuche mit diesen Modellpfählen zu veröffentlichen, weil der Arbeit der notwendige Abschluß fehlt.

Anknüpfend an diese Arbeiten hat nun Ing. Ottokar Stern einen Apparat vorgeschlagen, der diese Erfahrungen berücksichtigt. Er ist in Abb. 14 dargestellt und zeigt eine Kombination der Modellpfähle von Zimmermann mit dem Belastungsapparat von Buchheim & Heister. Es wurde von der Belastung einer wagerechten Fläche Abstand genommen, und an ihre Stelle eine Pfahlspitze gesetzt, die die Zusammenhänge des Bodens besser überwindet und von der Scherfestigkeit am Rande unabhängig sein soll.

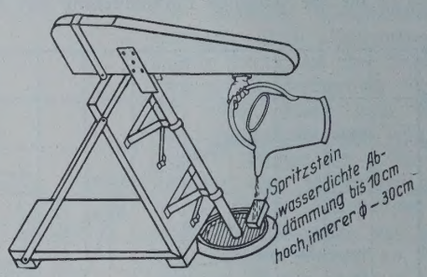


Abb. 15. Versuch mit überflutetem Ort.

Der Querschnitt der Fläche wurde zur leichten Aufbringung der Last neuerdings klein gewählt und ist mit 50 cm² in Vorschlag gebracht. Die 20 cm lange glatte Stahlspitze wird jeweilig in den Boden bündig eingetrieben, und nunmehr auch auf die Aufnahme einer Rammkurve verzichtet, vielmehr eine ruhende Belastung aufgebracht und die Setzungen beobachtet. Die Ausführung des Versuches erfordert einen Raum von nur 90 cm Breite und 3 m Länge, ein Umstand, der bei der Erwägung über die Verwendbarkeit des Verfahrens von großer Bedeutung ist. Sobald der Probepfahl mit seiner Spitze in den Boden eingetrieben worden ist, werden auf der Wageschale in Zeitabschnitten von 5 Minuten je 0,5 kg aufgebracht, bis die vorgesehene größte Eindringung erreicht worden ist. Der Vorschlag unterscheidet zwischen Bauwerken mit einer zulässigen Setzung von 30 mm und einer solchen von höchstens 10 mm. Im ersten Falle darf die doppelte zulässige Last keine größere Setzung als 6 mm, im zweiten Falle 4 mm hervorbringen. Die Versuche sind dreimal an verschiedenen Stellen zu wiederholen, und außerdem ist eine Dauerbelastung von 12 Stunden bei überfluteter Prüfstelle (Abb. 15) vorgesehen. Wird bei der Laststeigerung die Eindringungstiefe von 6 bezw. 4 mm früher erreicht, so gilt die Hälfte des so nachgewiesenen größten Bodendruckes als zulässig. Bezüglich aller weiteren Vorschläge wegen der Mächtigkeit der Bodenschichten und etwaiger Verminderungen sei auf das Original verwiesen, das der Österreichische Normenausschuß der technischen Oeffentlichkeit zur Besprechung vorlegt, und es wäre erwünscht, Gegenvorschläge dazu vor Ablauf der Frist im Juni 1926 zu erhalten. Für alle, die vor der Aufgabe stehen, die zulässige Belastung eines Bodens zu bestimmen, oder die sich für die Frage wissenschaftlich interessieren, würde sich die Anschaffung und Erprobung des genannten Apparates empfehlen. Die hiesigen Arbeiten mit ihm hat während der letzten zwei Jahre Herr Hofrat Zivilingenieur Hans Koch ausgeführt. Dieser ist bereit, weitere normenmäßige Bodenprüfungen vorzunehmen oder die dazu nötigen Apparate zu verschaffen. Zu einem endgültigen Ergebnis über den Wert des Vorschlages können wir nur durch einen Vergleich von Versuchen unter den verschiedenartigsten Verhältnissen gelangen und so vielleicht ein für den ganzen Ingenieurbau wichtiges Ergebnis erzielen. Als Unterlage schwebt uns dabei eine doppelte Sicherheit gegen die Versenkungsgrenze vor, und wir können erst dann, wenn diese Frage zufriedenstellend gelöst ist, an die zweite, schwierigere herantreten, die darin besteht, daß wir auch wissen müssen, welche Randspannung bei einer ausmittig belasteten Bodenfläche zulässig ist, eine Frage, die durch die Versuche von Dr. Frölich[9]) mit Fundamenten von Masten in aussichtsreicher Weise angeschnitten worden ist.

[7]) Die Rammwirkung im Erdreich. Versuche auf neuer Grundlage. Berlin 1915. Wilhelm Ernst & Sohn.

[8]) 1916, Beilage für Zement Nr. 21.

[9]) Frölich, Berechnung von Mastfundamenten. 3. Aufl. in Vorbereitung. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Karl Hetzel**, Bauleiter der Kachletstufe.

(Schluß aus Heft 23.)

Der zweite Hauptbauteil des Werkes, das Wehr der Kachletstufe, besteht aus sechs Öffnungen von je 25 m lichter Weite, die durch fünf Pfeiler von 5 m Stärke voneinander getrennt sind. Die Wehrschwellen sind in gleicher Höhe, 2,45 m, unter den niedersten schiffbaren Wasserstand gelegt, so daß sich bei diesem Wasserstand eine Stauhöhe von 8,85 m und eine Wasserhöhe von Wehrschwelle bis Stauspiegel von 11,3 m ergibt. Ein Überstau von 50 cm ist zugelassen. Der verfügbare Durchflußquerschnitt ergibt sich bei geöffneten Schützen und Normalstau zu 1700 m². Dieser große Querschnitt gewährleistet eine sichere Abfuhr der höchstmöglichen Hochwassermenge von 6000 m³/Sek. Als Konstruktionsbedingung war gestellt, daß diese Wassermenge ohne wesentliche Stauwirkung, also mit dem bisherigen Hochwassergefälle abgeführt werden muß. Rechnerisch ergibt sich für diese Wassermenge eine Absenkung des Stauspiegels am Wehr um rd. 40 cm.

Die sechs Öffnungen des Wehres werden durch zweiteilige Rollschütze[2]) verschlossen, die die größten Konstruktionen darstellen, die in dieser Art bisher ausgeführt wurden. Das untere große Schütz erhält eine Höhe von 8,8 m, das obere kleine Schütz, das zur Feinregulierung

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 7, S. 50.

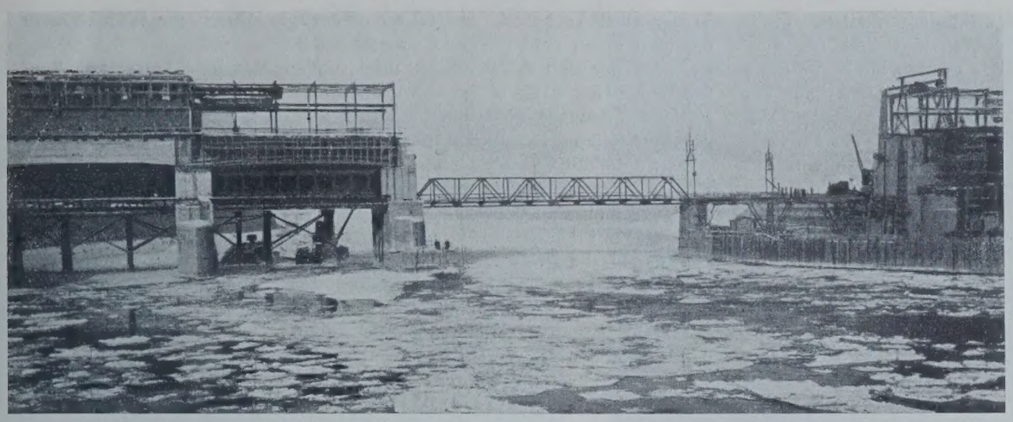


Abb. 5. Wehrbaustelle im Treibeis von unterstrom. Dezember 1925. Links die Strompfeiler I und II; in Öffnung I Hausträger (Bauart Melan) betoniert, in Öffnung II Eisengerippe des Hausaufbaues mit Kranbahnschiene und Dammbalkenkran. Rechts Fangedamm für Strompfeiler IV und Strompfeiler V mit Hausaufbau und Montagegerüst. In der Mitte Transportbrücke sichtbar. Links in Öffnung I Hausaufbau teilweise hochgemauert.

und zur Eisabfuhr dient, eine Höhe von 3 m. Die Gesamthöhe der Schütze ist demnach 11,8 m und läßt einen Überstau von 50 cm zu. Beide Schütze laufen auf einer gemeinsamen Laufschiene.

Das Gesamtgewicht der Eisenteile der Schütze beträgt einschl. der Windwerkträger und Windwerke rd. 2300 t. Die Schütze werden nach dem der M. A. N. patentierten System ausgebildet, und zwar derart, daß die Einzelschütze frei beweglich sind, die Möglichkeit der gleichzeitigen Wasserabführung über das obere Schütz hinweg und unter das untere Schütz hindurch gegeben ist. Die völlige Bewegungsfreiheit wird nur durch die einzige Bedingung begrenzt, daß zwischen oberem und unterem Schütz kein Spalt gebildet werden darf. Die Bewegungsarten der Schütze sind demnach folgende:

1. Heben und Senken des oberen Schützes allein bis zur vollen Hubhöhe bezw. bis zum Aufsitzen auf das untere Schütz.
2. Anheben des unteren Schützes unabhängig von dem oberen bis zum Anschlag an das in normaler Staulage befindliche obere Schütz zwecks Spülens der Wehrböden.
3. Gleichzeitiges Heben des oberen und unteren Schützes aus normaler Staulage bis zur vollen Aufzughöhe und gleiche rückläufige Bewegung.
4. Gleichzeitiges Heben beider Schütze aus tiefster Lage, d. h. das untere Schütz in normaler Staulage, das obere Schütz um 3 m abgesenkt.

Die oberen und unteren Schütztafeln bestehen aus je zwei wagerechten Hauptriegeln, die oberwasserseitig mit einer Blechhaut vollständig verkleidet sind. Die Riegeldrücke werden durch Druckwalzen und Druckplatten auf die Rollwagen übertragen. Die beiden Teilschütze dichten gegeneinander, gegen die Sohle und gegen die Pfeiler bei vollem Wasserdruck fast vollkommen ab. Die Seitendichtung geschieht durch Bleche, die mit einem Eichenholzbalken versehen sind, der gegen eiserne Führungsbalken an den Pfeilerwänden vom Wasserdruck gepreßt wird. Die Rollwagen, die vier Rollen von je 1 m Durchm. erhalten, laufen auf schweren Stahlgußschienen, die in die Wände der Nischen eingelassen sind. Gegenüber den Laufbahnschienen sind Gegenführungsschienen angeordnet, um eine vollständig sichere und zwangläufige Bewegung der Schütztafeln herbeizuführen. Die Aufzugvorrichtungen der Schütze erhalten elektrischen Einzelantrieb durch je zwei Motoren von 30 PS Leistung für jedes Schütz. Außerdem ist Handantrieb möglich. Im Falle des Versagens des einen Motors ist der zweite Motor durch mechanische Umschaltung zu verwenden. Die Hub- und Senkgeschwindigkeiten der Schütze sind bei elektrischem Antrieb folgende: Oberes Schütz 0,4 m in der Minute, unteres Schütz 0,1 m in der Minute. Die gesamten Hubzeiten betragen demnach für das kleine Schütz 7 Minuten, für das große Schütz 125 Minuten. Entsprechende Endausschalter geben die Gewähr dafür, daß die vorgeschriebenen Endlagen der Schütztafeln nicht überschritten werden können.

Oberhalb der Schütze ist jede Öffnung durch Dammbalken verschließbar. Die oberstromigen Dammbalken werden als eiserne Fachwerkträger ausgebildet, gegen das Unterwasser ist als Notverschluß ein Nadelwehr von 4,5 m Höhe vorgesehen. Im Schutze dieser Notverschlüsse können nach Auspumpen des Wassers allenfallsige Ausbesserungen an den Schützen, den Wehrschwellen und Pfeilern vorgenommen werden. Ein das ganze Wehr überstreichender, auf dem Wehrüberbau laufender Kran besorgt das Einsetzen und Wiederentfernen der Dammbalken mit einer Hubgeschwindigkeit von 0,5 m/Min. Der schwerste Dammbalken hat ein Gewicht von 36,7 t, sämtliche sechs Dammbalken wiegen 171 t.

Da während der Schützmontage die Wehröffnungen bereits für Hochwasser freigegeben werden müssen, werden die Schütze auf besonderen Gerüsten oberhalb der Hochwasserlinie montiert. Zurzeit ist die gesamte Schützanlage einschl. der Windwerke und des eisernen Überbaues für die beiden rechtseitigen Wehröffnungen fertiggestellt, in der linkseitigen Wehröffnung fehlt nur noch das kleine obere Schütz (Abb. 5).

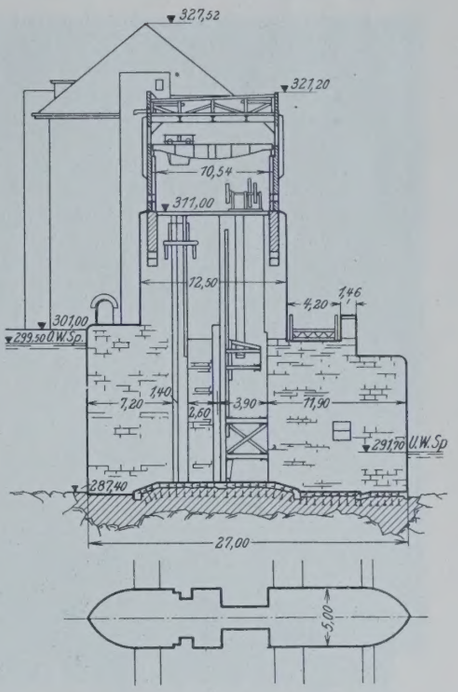


Abb. 6. Wehrpfeiler und Schnitt durch die Wehrschwelle.

Der tiefbauliche Teil der Wehranlage umfaßt die Herstellung des Landpfeilers mit anschließendem Fischpaß am rechten Ufer, der fünf Strompfeiler und des 108 m langen, 9 m starken Trennungspfeilers zwischen Wehr und Kraftanlage mit den dazwischenliegenden Wehrschwellen. Oberstrom des Landpfeilers schließt sich eine 200 m lange Ufermauer aus Beton an, die von der Gründungssohle bis zur Krone eine Höhe von 17 m und einen Inhalt von 9000 m³ besitzt. Unterstrom des Landpfeilers befindet sich der 66 m lange Fischpaß, eine Böschungsfußmauer von 200 m Länge in Bruchsteinmauerwerk, auf die sich die mit Betonplatten von 50 cm Stärke geschützte Böschung stützt (Abb. 6).

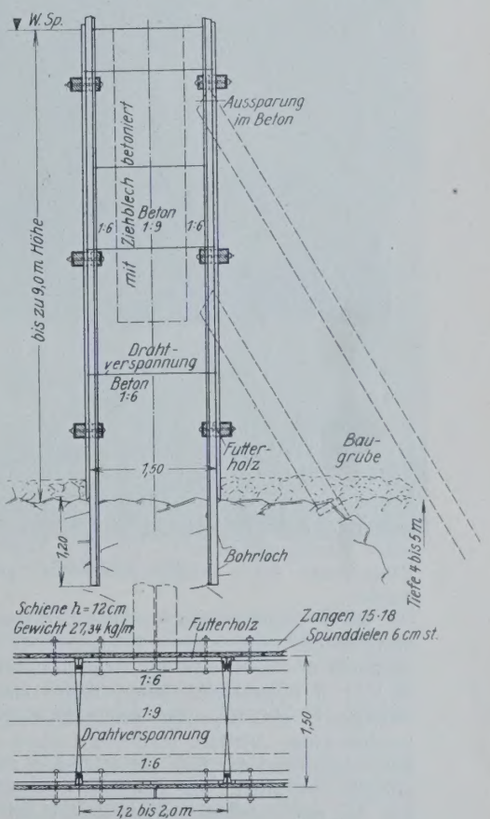


Abb. 7. Betonfangedamm (Systemplan).

Die Strompfeiler werden nach dem sogenannten kurzen Wehrtyp mit 27 m Länge und 5 m Breite in Beton mit Granitsteinverkleidung ausgebildet. Die Wehrschwellen sind Betonplatten von durchschnittlich 2,5 m Stärke und mit 0,5 m dicken Granitquadern, die durch eiserne Anker mit dem Beton verbunden werden, bewehrt. Ober- und Unterstrom der Schwellen wurde, obwohl sämtliche Bauteile in den gewachsenen Fels eingelassen sind, je ein Sporn von 2 m Tiefe unter die Wehrschwellensohle abgetrieben und mit Beton ausgefüllt, so daß auf jeden Fall besondere Sicherheit gegen Kolkwirkung vorhanden ist.

Der Bau der Wehrpfeiler und Wehrschwellen geschieht in offener Baugrube unter Wasserhaltung, um eine unbedingt sichere Fundierung zu erhalten. Auf Vorschlag der Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, wurde die von ihrer Geschäftstelle München durchgearbeitete Bauweise mit Abschluß der Baugruben durch betonierte Fangedämme gewählt (Abb. 7).

Das Rammen von Spundwänden ist bei der Beschaffenheit der Flußsohle ausgeschlossen; das Flußprofil an der Wehrstelle ist ein ausgesprochenes Kolkprofil mit großen Tiefen an der rechten konkaven Seite und geringer Tiefe linksseitig. Der Arbeitsvorgang bei Herstellung der Betonfangedämme ist folgender:

Von Bohrschiffen aus werden mit Freifallbohrern von 15 cm Durchm. 1,2 m tiefe Löcher in die Felssohle geschlagen, in die Löcher alte Eisenbahnschienen eingesteckt und festgerammt. Dadurch entstehen zwei Reihen von Schienen, deren Abstand je nach Höhe des Fangedammes 1,2 bis 2 m beträgt. Die Schienen werden mit hölzernen Längszangen oben und unten verbunden und dadurch gegenseitig festgehalten. Zwischen die doppelten Längszangen werden Spunddielen von 6 cm Stärke eingesteckt und die dadurch entstehenden Längswände durch Querwände im Abstande von 20 bis 25 m unterteilt. Die für die Dichtheit des Fangedammes wichtigste Arbeit, das Abräumen der Sohle zwischen den Spundwänden, geschah anfänglich mit einer auf Pontons montierten Taucherglocke, die zwischen die Spundwände abgesenkt wurde. Im Laufe der Arbeiten hat sich jedoch die Verwendung von Tauchern als

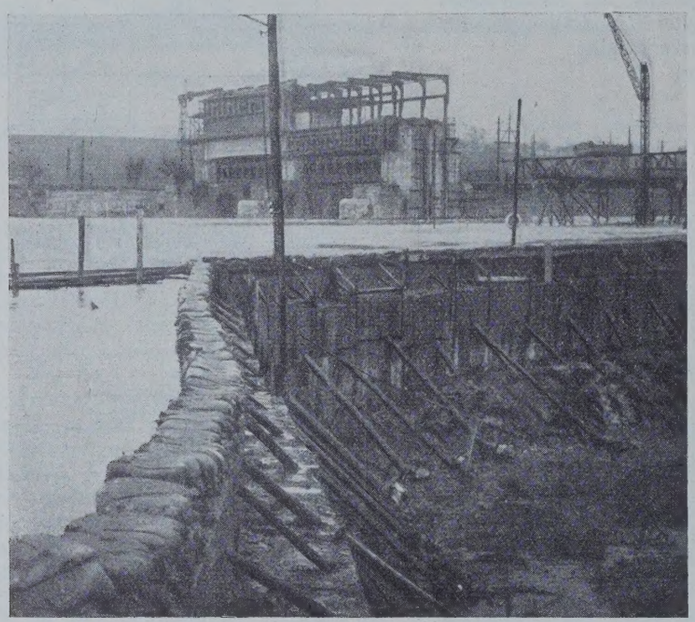


Abb. 8. Betonfangedamm mit Sandsäcken aufgehöht bei Hochwasser.

zweckmäßiger erwiesen. Bei den späteren Fangedämmen wurden drei bis vier Taucher gleichzeitig angesetzt und zum Entfernen kleinerer Steine eine Druckluftspülpumpe verwendet. Die Sorgfalt, mit der die Taucher ihre Aufgabe erfüllen, ist maßgebend für die Güte des Fangedammes. Nach Abräumen der Sohle wird der Beton mit Klappkübeln unter Wasser eingebracht. Vor dem Auspumpen der Baugrube muß der Fangedamm durch kräftige Rundhölzer gegen die Baugrube abgestützt werden.

Durch sorgfältig ausgewähltes und geschultes Personal gelang es der ausführenden Firma Grün & Bilfinger A.-G., überall einen ausgezeichneten Anschluß des Betons an den Felsen zu erzielen. Der unter Wasser im M.-V. 1:6 eingebrachte Beton zeigte eine bedeutend größere Wasserdichtigkeit, als auch bei sorgfältig hergestelltem Stampfbeton erzielt werden kann. Vielfach mußte in 1 bis 3 m Abstand von dem inneren Fangedammrand der Fels auf 4 bis 5 m Tiefe abgeschossen und gelöst werden, eine Arbeit, die dank der vorhandenen guten Felsbeschaffenheit und der angewandten Sorgfalt ohne Unfall vor sich ging. Dabei konnte festgestellt werden, daß durch Spalten und Schichtflächen des Felsens mehr Wasser in die Baugruben gelangte, als durch den Beton der Fangedämme, der im allgemeinen nur am Anfang Schwitzwasser zeigte (Abb. 8).

Die Arbeiten am Wehr wurden im Dezember 1922 mit der Herstellung des ersten Betonfangedammes begonnen. Für die Einteilung der Bauabschnitte, die auf dem Lageplan Abb. 3 mit Ia, Ib, II, III, IV bezeichnet sind, waren zwei Bedingungen gestellt:

1. Der Querschnitt des Flusses durfte mit Rücksicht auf die Abführung der Hochwässer und des Eises nicht erheblich eingeschränkt werden.
2. Die Schiffahrt mußte so lange unbeeinträchtigt durch die Wehrstelle verkehren können, bis die Südschleuse betriebsfähig war.

Die Fahrrinne verlief im alten Talwege längs des rechtseitigen Uferleitwerkes in einer Breite von rd. 60 m. Sie wurde durch die Pfeiler der Transportbrücke bereits auf 50 m eingeengt. Durch die Wehreinbauten entstand schon bald ein Stau von 20 bis 30 cm Höhe, den die Schleppdampfer nur mit Aufwendung ihrer vollen Maschinenkraft überwinden konnten. Ungünstig waren die Verhältnisse auch dadurch, daß die Wehrstelle der Anfangspunkt einer scharfen S-Kurve ist, und daß schon vor der Herstellung der Einbauten ein Gefälle von 4‰ mit einer Wassergeschwindigkeit von 2 bis 2,5 m/Sek. vorhanden war. Die Bauabschnitte Ia und Ib wurden gleichzeitig durchgeführt. Am rechten Ufer wurde das alte, vor mehreren Jahrzehnten eingebaute Längsleitwerk, das aus Steinpackung mit Kieskern besteht, durch Auflage von dichtendem Lehmmaterial als Fangedamm mitbenutzt und auf diese Weise zusammen mit dem in die Flußrinne vorspringenden Betonfangedamm eine große Baugrube von 350 m Länge und 60 m Breite erzielt, in deren Schutz die gesamten Bauten des rechten Ufers, Ufermauern, Landpfeiler mit Fischpaß, sowie die Strompfeiler I und II mit den zwischenliegenden Wehrschwellen ausgeführt wurden. Gleichzeitig wurden ebenfalls im Schutze eines Betonfangedammes der Trennungspfeiler auf der linken Flußseite und das anschließende Einlaufbauwerk ausgeführt. Diese Arbeiten erstreckten sich, häufig durch Hochwasser unterbrochen, bis zum Ende des Jahres 1924. In langen Verhandlungen mit den Schiffahrttreibenden und den Flußbaubehörden wurde dann durchgesetzt, daß auch die zu Bauabschnitt II gehörigen Fangedämme errichtet werden konnten, in deren Schutz der Strompfeiler V und die Wehrschwelle VI eingebracht wurden. Die Wasserhaltung in der großen rechtseitigen Baugrube konnte im März 1925 aufgehoben werden, nachdem bereits im Januar 1925 nach Fertigstellung der Fangedämme die Baugrube II trockengelegt war.

Abb. 9. Sprengung eines Betonfangedammes zusammen mit dem unterliegenden Felsen.

Nach Fertigstellung der Arbeiten des Bauabschnittes II mußte eine Pause in den Wehrbauarbeiten eintreten bis zur Überleitung der Schiffahrt in die Südschleuse. Diese fand im September 1925 statt, worauf sofort mit den Fangedammarbeiten des Bauabschnittes III begonnen wurde. Zurzeit sind die Betonierungsarbeiten für die Wehrschwelle V und den Strompfeiler IV im Gange, das Leitwerk am rechten Ufer ist abgetragen, so daß nach Absprengung der Fangedämme des Bauabschnitts III (Abb. 9) der Stromstrich nach rechts verlegt und die restlichen Wehröffnungen III und IV in der Mitte des Flusses begonnen werden können. An die Beton- und Hausteinarbeiten schloß sich stets unmittelbar die Montage der Schützführungen, des eisernen Wehrsteges und des Hausaufbaues an. Zum Schutze der Windwerke wird das ganze Wehr mit einem in Klinkerverblendmauerwerk ausgeführten, geschlossenen Wehrgang überdeckt, der auch den schweren 60-t-Dammbalkenkran enthält, der während des Baues zu Montagezwecken benutzt wird.

Die gesamten Tiefbauarbeiten am Wehr dürften gegen Ende des Jahres 1926 vollendet sein.

Über eine 9 m breite, 2,5 m über die Flußsohle ragende Einlaufschwelle tritt das Kraftwasser in den Oberkanal der Kraftanlage ein. Die Schwelle ist in Beton mit Hausteineckverkleidung ausgeführt und trägt 45 Pfeiler in Betoneisenkonstruktion, die zur Aufnahme des Feinrechens bestimmt sind und durch eine 270 m lange Eisenbetonbalkenbrücke überspannt werden, auf der sich die Rechenputzmaschine bewegt. Die ganze Brücke wurde mit hochwertigem Portlandzement betoniert, wodurch es gelang, die Bauzeit erheblich herabzudrücken. Die Eintrittgeschwindigkeit des Wassers errechnet sich bei 700 m³ Überlauf zu 0,64 m/Sek. Der kurze Oberkanal besitzt einen benetzten Querschnitt von 1040 m² am Einlauf und 1160 m² vor den Turbinen, die Wassergeschwindigkeit wird 0,67 bezw. 0,6 m/Sek. betragen, eine Geschwindigkeit, bei der sich alle gröberen Sinkstoffe ablagern müssen. Zur Vornahme von Schlammbaggerungen ist ein Schwimmbagger vorgesehen, der durch eine am

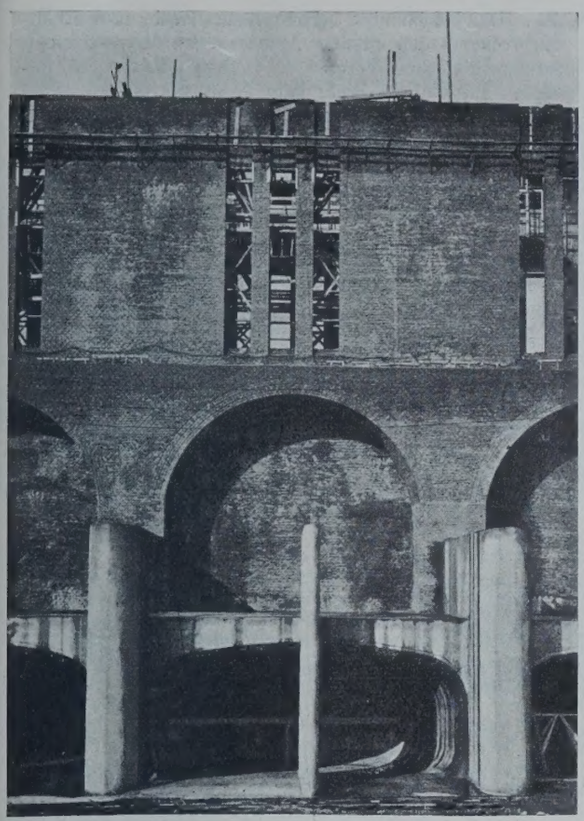


Abb. 11. Krafthaus von unterstrom.
Saugschlauch IV mit Zwischenpfeilern.
Im Saugschlauch Einbau der Zunge sichtbar.
Backsteingewölbe der Verkehrsbrücke.
Hochbau des Krafthauses.

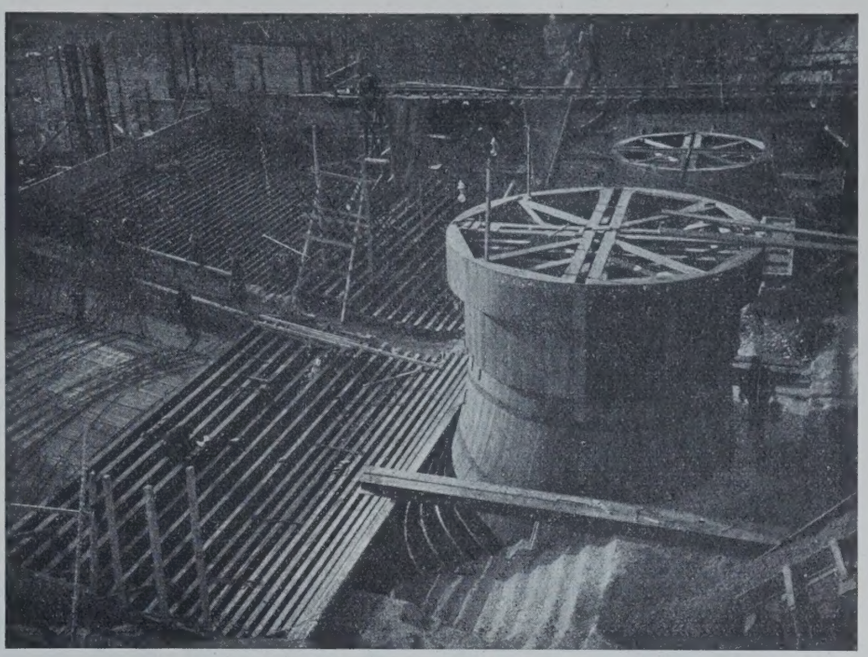


Abb. 10. Bewehrung einer Saugschlauchdecke.

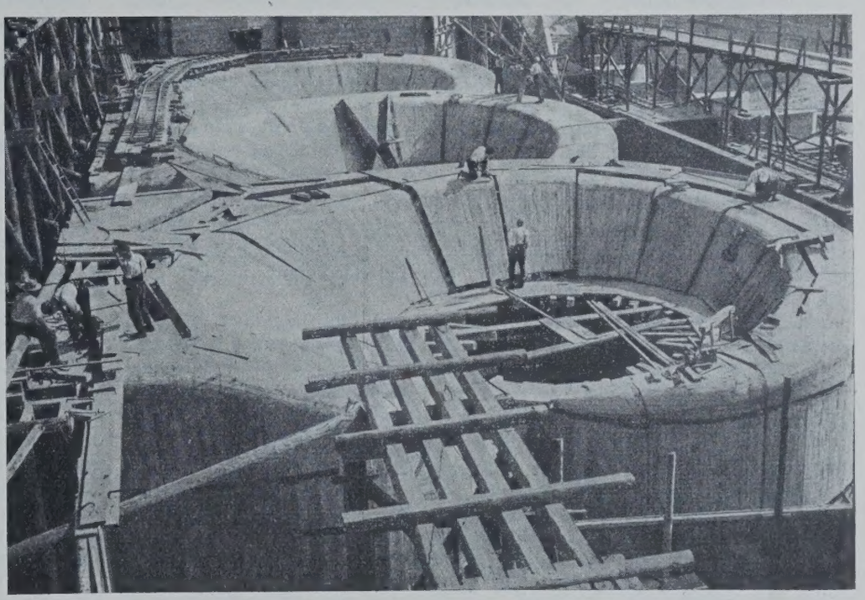


Abb. 12. Schalungen der Einlaufspiralen.

westlichen Ende des Einlaufbauwerkes herausnehmbar eingerichtete Klappbrücke in den Oberkanal eingefahren werden kann. Der Oberkanal ist ebenfalls fast durchweg in den gewachsenen Fels eingeschnitten und schließt sich mit einer 1 m hohen Schwelle an die Einlaufkammern der 8 Turbinen-Aggregate an. Der Achsabstand der Turbinen beträgt 15,5 m, die Einlaufkammern sind voneinander durch 2 m starke Eisenbetonpfeiler getrennt, jede Kammer außerdem durch einen schmalen zweiten Pfeiler unterteilt, um für die vorgesehenen Dammbalken-Notverschlüsse eine geringere Spannweite zu erhalten. Die Pfeiler tragen einen Grobrechen, eine Tauchwand verhindert den Eintritt von Oberflächenschwemmsel. Die zum Einbau gelangenden Propellerturbinen bedingen vor den Einläufen eine Schützkonstruktion, die in ganz kurzer Zeit den Wasserzulauf abschließen kann. Diese Einlaufverschlüsse werden als Rollklappen nach einem Patent der Firma Escher, Wyss & Co. von der M.A.N., Gustavsburg, ausgeführt. Die liegenden Einlaufspiralen sind in Eisenbeton ausgeführt und haben für jede Einheit eine Wassermenge von rd. 96 m^3 den Turbinen zuzuführen. Die daraus sich ergebenden Abmessungen — der Durchmesser der Spiralen beträgt bis zu 13 m, die größte Höhe 8,4 m — zwangen konstruktiv zu besonderen Maßnahmen, um die Generatorengewichte und die Belastung des Überbaues auf die Pfeiler zu übertragen. Die Decke über den Einlaufspiralen ist mit Breitflanschträgern, unter den Generatorfüßen mit genieteten Blechträgern bewehrt, die außerdem noch eine starke Zusatzbewehrung von Rundeisen erhielten. Die Bewehrung einer Spiralendecke wiegt 113 t, wovon auf die genieteten Blechträger, die eine Höhe von 1,3 m und eine Spannweite von 13,5 m besitzen, 72 t fallen (Abb. 10).

Die Saugschläuche haben am Turbinenlaufrade einen kreisförmigen Durchmesser von 4,6 m und erweitern sich nach unten zu einem rechteckigen Querschnitt mit abgerundeten Ecken von 13,5 m Breite und 5,65 m Höhe. Sie sind zur Erzielung eines höheren Wirkungsgrades in ihrem oberstromigen Teile durch eine wagerechte Zunge unterteilt, die sich auf einen senkrecht stehenden Steg stützt. Die Bewehrung der Saugschlauchdecken ist ebenfalls mit Walzträgern durchgeführt und durch Rundeiseneinlagen verstärkt. Die Bewehrung einer Saugschlauchdecke hat ein Gewicht von 45 t, das Gesamtgewicht der im ganzen Krafthaustiefbau eingebauten Eiseneinlagen beträgt 1030 t bei einer Eisenbetonmenge von 22 500 m^3.

Sämtliche Saugschläuche und Spiralen werden zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit und zur Vermeidung von Reibungswiderständen mit Zementglattputz versehen. Die einzelnen Saugschläuche sind unterstrom durch 2 m breite Zwischenpfeiler getrennt, die ebenso wie die oberstromigen doppelte Dammbalkennuten und Steigleitern besitzen (Abb. 11).

Der Maschinenhausfußboden ist hochwasserfrei gelegt. Das Maschinenhaus ist zugänglich von dem dem öffentlichen Verkehr dienenden eisernen Steg, der unterhalb der Schütze über die Wehrpfeiler führt und sich unterstrom des Krafthauses auf gemauerten Bogen bis zur Schleusenplattform fortsetzt.

Auch sämtliche Teile des Krafthauses sind auf Fels gegründet. Besonderes Augenmerk wurde auf wasserdichten Anschluß der Sohle an das Gestein gerichtet. Mit Auftrieb wurde bei dem vorhandenen Untergrund nicht gerechnet. Ein kurzer Unterwasserkanal, dessen Sohle vom Krafthaus zunächst mit einer Neigung 1 : 10 ansteigend ausgebildet ist und dann wagerecht in die Donau übergeht, vermittelt den Auslauf des Kraftwassers.

Die Bauarbeiten am Krafthause begannen im März 1923; doch konnte erst im Oktober 1923 der Betrieb in größerem Umfange aufgenommen werden. Der gesamte gebundene und ungebundene Abtrag aus der Krafthausbaugrube war zur Schüttung der rechtsufrigen Staudämme bestimmt und mußte deshalb über die Donau verfahren werden. Hierzu wurde oberstrom des Wehres eine Transportbrücke über die Donau ge-

schlagen, die als Schiffahrtöffnung eine Eisenkonstruktion mit 52 m Spannweite erhielt. Der Eisenträger war bei einer im besetzten Gebiet ansässigen Eisenbaufirma rechtzeitig bestellt worden, lag im Frühjahr 1923 versandbereit in der Werkstätte, wurde aber von den Franzosen nicht herausgelassen. Erst im Oktober 1923 gelang es, auf großen Umwegen die Brückenteile an die Baustelle zu bringen und die Brücke aufzuschlagen. Somit hat die Ruhrbesetzung auch auf eine Baustelle im östlichsten Winkel Deutschlands einen hemmenden Einfluß ausgeübt.

Ende des Jahres 1924 waren die Aushubarbeiten, die rd. 250 000 m³ ungebundenes Material und 100 000 m³ Fels umfaßten, zum größten Teil fertiggestellt und die starke, die Kraftanlage von der Schleusenanlage trennende Abschlußmauer ausgeführt. Während des Jahres 1925 wurde der gesamte Krafthausunterbau und ein großer Teil der Hochbauarbeiten hergestellt. Sehr bewährt haben sich dabei die von der ausführenden Firma benutzten Kastenschalungen für Saugschläuche und Spiralen, die schnell zusammengebaut werden konnten, eine sehr genaue und unverdrückbare Schalung ergaben und nach Lösung der zwischen den einzelnen Kasten eingeschobenen Keile schnell ausgebaut werden konnten (Abb. 12). Die einzelnen Schalkasten wurden bis zu dreimal verwendet, ohne daß größere Nacharbeiten notwendig wurden. Die Hauptmasse des Betons wurde von einem Betonverteilungsturm aus in weicher Mischung eingebracht. Der Turm war in Holz-Eisen-Konstruktion auf Rädern montiert, die auf einem längs des ganzen Krafthauses hergestellten Gerüst auf Schienen liefen. Der Beton wurde in einem 2 m³ fassenden Kübel auf einer Schrägbahn hochgezogen, gekippt und lief durch ein doppelt bewegliches Rinnensystem, das das ganze Bauwerk bestreichen konnte, an die Verwendungsplätze.

Die Rinnenneigungen betrugen bis zu 45°, so daß es nicht notwendig war, dem Beton so viel Wasser zuzusetzen, wie es beim reinen Gußbeton üblich ist. Es konnten somit auch die Schalungen schwächer gehalten werden. Eine Entmischung des Betons konnte in den geschlossenen Rinnen nicht festgestellt werden.

Der maschinelle Teil der Kraftanlage soll hier nur kurz berührt werden. Die Montagearbeiten haben noch nicht begonnen. Das Werk soll 8 Propeller-Turbinen, System Voith, mit stehender Welle und einem Laufraddurchmesser von 4,5 m erhalten. Die Turbinen sind mit den 8 Drehstromerzeugern, die als Schirmgeneratoren auf der gleichen Welle sitzen und einen Polraddurchmesser von 9 m erhalten, unmittelbar gekuppelt. Die Leistung jedes Stromerzeugers wird zu 8500 kW bei $\cos\varphi = 1$ und zu 5950 kW bei $\cos\varphi = 0{,}7$ angegeben, die Maschinenspannung beträgt 6300 V und wird für die Weiterleitung auf 100 000 V transformiert. Die gesamte elektrische Leistung der Anlage wird im Jahresdurchschnitt auf 250 Mill. kWh berechnet und dient in erster Linie zur Überlandversorgung. Der Betrieb des Werkes soll durch die von der Rhein-Main-Donau A.-G. und dem Großkraftwerk Franken in Nürnberg gebildete Betriebsgemeinschaft Kachlet-Franken G. m. b. H. in unmittelbarer Kupplung mit dem Dampfkraftwerk Stein bei Nürnberg durchgeführt werden. Die Hochbauten von Krafthaus, Wehr und Schaltanlage werden entsprechend den großen Abmessungen der einzelnen Teile in monumentalen einfachen Formen in Backsteinmauerwerk mit Hartklinkerverblendung ausgeführt. Wehr und Krafthaus bilden architektonisch ein zusammengehöriges Ganzes, das mit einer Breite von 340 m, einer Höhe von 28 m über Stauspiegel und 35 m über Unterwasserspiegel das Donautal beherrschen wird (Abb. 13).

Die Ausführung des Wehrbaues und der Kraftanlage, die aus betriebstechnischen Gründen nicht gut zu trennen war, ist einer Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Bauunternehmungen Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, Edwards & Hummel, Alfred Kunz, München, Philipp Holzmann, Frankfurt, und Siemens-Bauunion, Berlin, unter Führung von Grün & Bilfinger übertragen worden. Die Baustelle ist auf dem rechten und linken Donauufer durch mehrgleisige Industriegleisanlagen an die Hauptbahn angeschlossen. Die Versorgung der Baumaschinen mit Druckluft und elektrischem Strom geschieht durch zwei von den ausführenden Firmen errichtete Maschinenzentralen, die mit ortsfest aufgestellten Lokomobilen und Dieselmotoren ausgerüstet sind und eine Gesamtleistung von 1250 PS aufweisen. Besondere Schwierigkeiten ergaben sich bei dem engen zur Verfügung stehenden Raum auf beiden Donauufern für die Anordnung der Werk- und Lagerplätze, der Gleis- und Rangieranlagen.

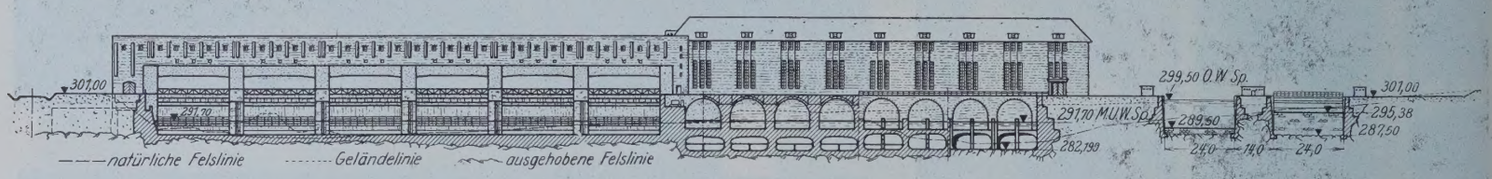


Abb. 13. Gesamtanlage. Schnitt und Ansicht von unterstrom.

Das Bauprogramm sieht die Vollendung der Gesamtarbeiten und die Einstauung der Donau für den Herbst 1927 vor. Im Herbst 1926 werden die gesamten Tiefbauarbeiten an der Schleusenanlage, dem Wehr und der Kraftanlage vollendet sein, der Rest der Bauzeit gehört dem hochbaulichen Teil, der Montage der Kraftmaschinen und der Montage der letzten drei Wehrschütze mit den zugehörigen Antrieben. Hochwasserreiche Perioden können insbesondere beim Wehrbau lang andauernde Unterbrechungen der Arbeiten bedingen, wie im Jahre 1924, wo von März bis September eine Arbeit im Flusse wegen der andauernd hohen Wasserstände fast unmöglich war.

Die Hauptarbeiten wurden im Jahre 1922 vergeben und fast gleichzeitig begonnen, die Aushub- und Betonierungsarbeiten sind fast durchweg im Zwei- bis Dreischichtbetrieb während der Sommer- und Wintermonate durchgeführt worden. Es gelang auch während der Inflationsperiode die gesamten Arbeiten in unverminderter Stärke durchzuführen, dagegen zwangen die Schwierigkeiten der Geldbeschaffung im Frühjahr 1925 ein etwas vermindertes Tempo einzuschalten.

Die vorstehenden Ausführungen können nicht den Anspruch auf Vollständigkeit erheben. Es ist bei der Größe der Anlage im Rahmen eines kurzen Aufsatzes nur möglich, die wichtigsten Konstruktionsangaben und einige Mitteilungen darüber zu bringen, wie der Bau eingerichtet und betrieben wurde. Eine ausführlichere Darstellung der baulichen Einzelheiten, die auch bei den Nebenarbeiten technisch bemerkenswerte Ausführungen aufweisen, muß für die Zeit nach Vollendung des Baues vorbehalten bleiben.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Juni ausgegebene Heft 11 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. R. Heiligenthal: New York und Berlin. — Meisterwohnungen der Kammgarnspinnereien Merkel & Kienlin, Eßlingen. Architekt Albert Eitel.

Generaldirektor Rudolf Oeser †. Der am 3. Juni verstorbene Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsminister a. D. und Staatsminister Dr.-Ing. ehr. Rudolf Oeser wurde am 13. November 1858 zu Coswig in Anhalt geboren. Er studierte in Berlin Philosophie und Nationalökonomie. Über 25 Jahre gehörte er darauf dem Redaktionskollegium der Frankfurter Zeitung an, wo er vorzugsweise wirtschaftliche Fragen bearbeitete. Während des Krieges siedelte er nach Stettin über, um die politische und geschäftliche Leitung der dort erscheinenden Ostsee-Zeitung zu übernehmen.

In das Preußische Abgeordnetenhaus wurde er gelegentlich einer Nachwahl im Januar 1902 gewählt; dem Reichstage gehörte er von 1907 bis 1912 an. In beiden Parlamenten sprach er besonders zu wirtschaftlichen und sozialen Fragen.

Für die Kanalpolitik und für die Vereinheitlichung des Verkehrs trat er in Wort und Schrift ein. Im Abgeordnetenhause vertrat er seine Fraktion beim Haushalt der Eisenbahnverwaltung; auch war er Berichterstatter für den Haushalt der Handels- und Gewerbeverwaltung, in welcher Eigenschaft er dem Handwerk und dem notleidenden Mittelstande ein lebhaftes Interesse zuwendete.

Oeser hat sich auch schriftstellerisch mehrfach betätigt. 1901 veröffentlichte er eine Abhandlung über „Die Besteuerung des Kleinhandels". In einer Veröffentlichung über Kartelle und Syndikate trat er für die gesetzliche Beschränkung des Kartellwesens und für den Schutz des Kleinhandels ein. Zur Bevölkerungsfrage erschien von ihm im Jahre 1918 eine Schrift: „Mehr Kinder — mehr Erbe", deren neue Gedanken in Fachkreisen Aufmerksamkeit und Zustimmung fanden.

Bereits im Jahre 1917 war Oeser die Leitung des neu eingerichteten Reichswirtschaftsamtes angeboten worden. Er lehnte jedoch damals die Übernahme dieses Amtes ab. Am 25. März 1919 wurde er zum Mitgliede des Preußischen Staatsministeriums und Preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten berufen. Als große politische Aufgabe hatte er neben dem Wiederaufbau des durch den Krieg geschwächten Eisenbahnwesens den Abschluß des Vertrages, betreffend Übergang der preußischen Staatsbahnen auf das Reich (Art. 89 der Reichsverfassung) und die Durchführung des Friedensvertrages, soweit die Eisenbahnen in Betracht kamen. Unter seiner Mitwirkung kam das Werk der Verreichlichung der Ländereisenbahnen zustande (Staatsvertrag vom 31. März 1920).

Sein Ressort umfaßte seit dem 1. April 1920 nur noch die Preußische Wasserbauverwaltung. Auch hier hatte er zufolge Art. 97 der Reichsverfassung die Aufgabe der Verreichlichung; es galt, die dem allgemeinen Verkehr dienenden Wasserstraßen in das Eigentum und die Verwaltung des Reiches zu überführen. Diese besonders schwierige Aufgabe hat er mit großem Geschick gelöst. Auch die Frage des Mittellandkanals hat er so weit gefördert, daß die Gesetzesvorlage im Preußischen Abgeordnetenhause angenommen wurde.

Nachdem er, nach seinem Ausscheiden aus dem Preußischen Staatsministerium, im April 1921 zum Landeshauptmann der Provinz Sachsen gewählt worden war, trat er das neue Amt am 1. Juli 1921 an. Die industrielle Entwicklung der Provinz Sachsen, eines der wichtigsten Wirtschaftsgebiete im Herzen Deutschlands, stellte ihn vor ungemein schwierige Aufgaben der Selbstverwaltung. Aber bereits am 22. November 1922 übernahm er das Reichsministerium des Innern. Auch diesen Posten versah er nur kurze Zeit, weil er am 13. August 1923 zum Reichsverkehrsminister ernannt wurde, zu einer Zeit, als die Deutsche Reichsbahn infolge des Ruhreinbruchs ihrer schwersten Belastungsprobe ausgesetzt war. Die Finanz- und Tarifverhältnisse der Reichsbahn gestalteten sich infolge der Inflation außerordentlich schwierig; als die Reichsbahn am 15. November 1923 aus dem Zusammenhang mit der Reichsfinanzverwaltung ohne Mitgabe eines Betriebskapitals losgelöst wurde, trat auch die Kreditnot an sie heran. Nur unter großen Anstrengungen gelang es, dieser wirtschaftlichen Schwierigkeiten Herr zu werden.

Auf dem Gebiete der Reichs-Wasserstraßenverwaltung hat Minister Oeser die Vollendung des Baues des Mittellandkanals, die großen süddeutschen Wasserstraßenpläne sowie die Verbesserung der Seewasserstraßen nach Königsberg, Stettin, Hamburg und Bremen nachdrücklich gefördert.

Durch das Londoner Abkommen ist die Reichsbahn als Mittel zur Lösung des Reparationsproblems herangezogen, indem das Betriebsrecht der neugegründeten „Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft" übertragen wurde, die die Verzinsung und Tilgung einer Reparationsschuld von 11 Milliarden Goldmark übernehmen mußte. Oeser, der durch geschickte Vorverhandlungen mit dem Organisationskomitee erreicht hatte, daß das Eigentum an den Reichsbahnen dem Reiche erhalten blieb und daß die neue Gesellschaft trotz ihres Einsatzes für Reparationszwecke einen deutschen Charakter bewahrte, wurde am 27. September 1924 zum Generaldirektor dieser neu errichteten Reichsbahn-Gesellschaft ernannt und infolgedessen von dem Amte als Reichsverkehrsminister enthoben.

Es ist ihm gelungen, die durch die Dawes-Gesetze der Reichsbahn auferlegten Lasten herauszuwirtschaften, ohne dabei die deutschen Wirtschaftsbelange leiden zu lassen. Das war nur durch eine gewaltige Umstellarbeit innerhalb der Reichsbahnverwaltung möglich, wobei schmerzliche Eingriffe unvermeidlich waren, die scharfe Angriffe zur Folge hatten. Am 14. Dezember 1925 ehrte die Technische Hochschule Karlsruhe das verdienstvolle Wirken Oesers durch Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. ehr.

Unbeirrt hat Oeser sein ganzes Leben hindurch eine gerade klare Linie verfolgt. Sein Name ist unlösbar mit der deutschen Eisenbahn für immer verknüpft.

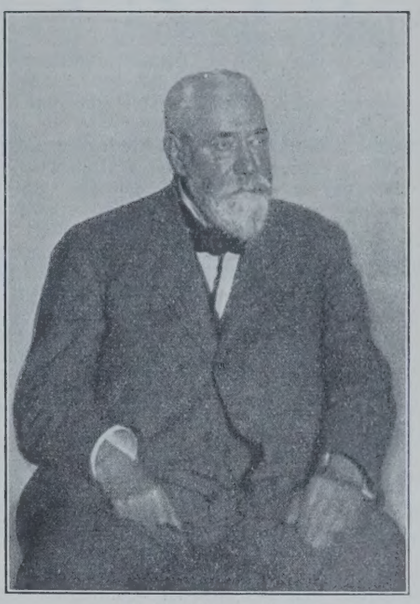
Besuch von Gustav Lindenthal in Berlin. Der weltbekannte Brückenbauer der Vereinigten Staaten von Nordamerika, Dr.-Ing. ehr. Gustav Lindenthal, weilte kürzlich auf der Durchreise nach seiner Geburtsstadt Brünn einige Tage in Berlin. Auf Einladung des Vereines deutscher Ingenieure hatten einige deutsche Fachgenossen am 21. Mai das Vergnügen, mit Lindenthal einige anregende Stunden im Ingenieurhaus in der Sommerstraße verleben zu können.

Die lehrreichen Ausführungen Lindenthals drehten sich weniger um den Großbrückenbau in Amerika als vielmehr um allgemeine Wirtschaftsfragen Deutschlands und Amerikas. Die Ansichten Lindenthals über die Möglichkeit Deutschlands, seine Wirtschaftskrise bald zu überwinden, waren teilweise überraschend. Lindenthal hat uns zugesagt, seine Ansichten bald in deutschen Fachzeitschriften zu veröffentlichen. Im Laufe der Unterhaltung stellte es sich heraus, daß wir das besondere Vergnügen hatten, Lindenthals 76. Geburtstag feiern zu können.[1]) 76 Jahre sah man wahrlich dem kräftigen, rüstigen Manne nicht an, der in New York noch täglich die schwierigen und verantwortungsvollen Arbeiten in seinem großen Bureau persönlich leitet. Einige Angaben aus seinem Leben werden die Fachgenossen lebhaft interessieren:

Lindenthal wurde am 21. Mai 1850 in Brünn geboren. Nach dem Studium in seiner Vaterstadt war er zunächst in Österreich beim Bahnbau und bei der Union-Baugesellschaft in Wien und später in der Schweiz beim Bau der Nord-Ost-Bahn tätig. Im Jahre 1874 ging er nach Amerika in der Absicht, dort bei großen Bauten weitere Erfahrungen zu sammeln und dann nach Österreich zurückzukehren, um Unternehmer für Tiefbau zu werden. In Amerika waren damals schlechte Zeiten. Lindenthal gelang es deshalb nicht, als Ingenieur eine passende Beschäftigung zu finden. Er war froh, als er nach langem Suchen in Philadelphia beim Bau eines großen Ausstellungsgebäudes als gewöhnlicher Maurer für 2,5 $ Tagelohn Arbeit fand. Hier wurde der Bauleiter auf ihn aufmerksam, nahm ihn in sein Bureau und beschäftigte ihn mit dem Entwerfen von Eisenbauten. Im Jahre 1877 fand Lindenthal im Westen bei der Atlantic-Great-Western-Eisenbahn, die mit den Vorarbeiten zur Umwandlung der Breitspur in Normalspur beschäftigt war, Stellung. Ihm fiel hier die Aufgabe zu, die Umbauarbeiten für die eisernen Brücken vorzubereiten. Nach $1^1/_2$jährigen Vorarbeiten wurden dann 500 km Breitspur in neun Stunden in Normalspur umgewandelt.

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1925, Heft 25, S. 325.

Im Jahre 1881 ließ sich Lindenthal als selbständiger Zivilingenieur in Pittsburg nieder und bearbeitete viele Entwürfe für Bahnen, Brücken und Tunnel. Im Jahre 1892 verlegte er seine Tätigkeit nach New York. Hier verfaßte er zunächst den großzügigen Entwurf zur Überbrückung des Hudson. Der Entwurf wurde aber nicht ausgeführt, weil inzwischen die Vervollkommnung im Bau elektrischer Bahnen einen Tunnel unter dem Hudson in den Bereich der Möglichkeit gerückt hatte. Man ging an den Entwurf eines Hudson-Tunnels. Lindenthal hatte an der Bearbeitung der Pläne, nach denen der Tunnel ausgeführt wurde, hervorragenden Anteil. In den Jahren 1902 und 1903 bekleidete er in New York das Amt eines Commissioner of bridges und baute als solcher die Williamsburger Brücke, auch entwarf er die Queensboro- und die Manhattan-Brücke. An bedeutenden, von Lindenthal entworfenen und gebauten Brücken sind unter vielen anderen noch besonders die großen Brücken über den Ohio-Fluß und die Hellgate-Brücke zu nennen.



Gustav Lindenthal
an seinem 76. Geburtstage.

Lindenthal nahm bei der Besichtigung der neuen, der Vollendung entgegengehenden Brücke über die Elbe bei Hämerten Gelegenheit, der deutschen Brückenbaukunst seine volle Anerkennung zu zollen. Er rühmte die gute Durchbildung der baulichen Einzelheiten und die ästhetisch sehr befriedigenden Formen der neueren deutschen Brücken. Unserer Vorliebe für den Gerberträger konnte er sich allerdings nicht anschließen. Er betonte des öfteren, daß er den durchlaufenden Träger ohne Gelenke entschieden bevorzuge.

Wir wünschen, daß Lindenthal in seiner alten Heimat schöne Erholungstage verleben möge und daß er sein Versprechen wahr machen kann, in zwei Jahren wieder seine deutsche Heimat aufzusuchen. Schaper.

Die Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Bremen und Bremerhaven vom 13. bis 16. Mai 1926. Alles was auf wasserbautechnischem Gebiete in Deutschland Namen und Klang hat, war der Einladung der Hafenbautechnischen Gesellschaft nach Bremen gefolgt. Vertreter der zuständigen Ministerien aus dem Reich, Preußen und anderen Bundesstaaten, die Strombaudirektoren und Vorstände von Wasserbauämtern aus fast allen Teilen des Reichs, Hafendirektoren, Vertreter von Städten und technischen Hochschulen, von Schiffahrtsgesellschaften und der Industrie waren zugegen. Die Tagung hielt sich in jeder Hinsicht auf einer bemerkenswerten Höhe, ihre Organisation war so glänzend, daß die mehr als 300 Teilnehmer während der ganzen Dauer fest zusammengehalten wurden.

Die ersten Vorträge behandelten die Vergesellschaftung der Häfen. Über die Seehäfen sprach der Syndikus der Handels- und Industriekammer Dr. Lübbers, Emden, über die Binnenhäfen der Beigeordnete Dr. Bartsch, Mannheim.

Für den Bau und Betrieb der Häfen gibt es verschiedene Formen:

1. Hafenbau und Hafenbetrieb sind in der Hand der Behörden, Reich, Staat oder Gemeinden. Sie können geführt werden rein kommunal, in Verwaltungsausschüssen oder in Form rein städtischer Gesellschafter (Aktiengesellschaften oder G. m. b. H.);
2. der Hafenbau ist in der Hand der Behörden. Der Betrieb ist an gemischtwirtschaftliche oder private Gesellschaften vergeben;
3. Hafenbau und Hafenbetrieb werden als gemischtwirtschaftliche Unternehmungen geführt, wobei die Beteiligung entweder zum größeren Teil bei den Behörden liegt oder der privatwirtschaftliche Teil überwiegt;
4. Hafenbau und Hafenbetrieb befinden sich in privater Hand.

Die Berichterstatter sprachen sich nicht klar für die eine oder andere Form aus. Die Verhältnisse sind auch tatsächlich in den einzelnen Häfen und Städten so verschieden, daß eine einheitliche Regelung nicht gut möglich ist. Man stimmt aber darin überein, daß die bürokratische Verwaltung für den Hafenbau sich nicht eignet. Hafenbau und Hafenbetrieb sind kaufmännische Angelegenheiten, und bei ihrer Verwaltung müssen daher kaufmännische Grundsätze gelten.

Die wirtschaftlichen Schwierigkeiten im gesamten Hafenbaubetriebe wurden eingehend gewürdigt und die Unmöglichkeit, Häfen wirtschaftlich zu führen, offen zugegeben. Doch wurde der richtige Grundsatz vertreten, daß ein Hafenbetrieb nicht unmittelbar wirtschaftlich zu sein braucht. Die Vorteile, die er für das Gesamtwirtschaftsleben von Reich, Staat und Stadt bietet, sind so groß, und die mittelbaren Gewinne können so erheblich sein, daß ein Zuschuß sich begründen läßt. Dieser Zuschuß soll dann aber auch vom Reich und Staat mitgetragen werden, weil man nicht einer Stadt Lasten auferlegen soll für die Durchführung einer Auf-

gabe, die der Gesamtheit zugute kommt. In diesem Sinne wird ja auch jetzt schon verfahren: Reich und Staat geben zum Ausbau der Seehäfen und der Binnenhäfen vielfach erhebliche finanzielle Beihilfen.

Dr. Bartsch zeigte, daß die finanzielle Lage der Binnenhäfen durchweg erheblich schlechter ist als die der Seehäfen, und in einem Ausblick in die Zukunft warf er die Frage auf, ob es nicht notwendig werden könnte, ähnlich wie in der Industrie auch eine Rationierung der Binnenhäfen vorzunehmen in der Weise, daß einzelne gutgehende Häfen den Umschlagverkehr der Nachbarhäfen mitübernehmen, damit bei voller Ausnutzung die Wirtschaftlichkeit erhöht werden würde. Er mußte aber zugeben, daß die Lösung dieser Frage auf große Schwierigkeiten stößt, weil durch das Abschneiden des Umschlagverkehrs aus einem Binnenhafen das Wirtschaftsleben nicht nur der betreffenden Stadt, sondern auch der ganzen Umgebung mitbeeinflußt wird.

Die Vorträge und die anschließende Aussprache gaben wertvolle Anregungen, die den Vertretern der einzelnen Behörden und Städte Material für die Weiterverfolgung dieses Gedankens in die Hand gaben.

Oberbaurat Hedde, Bremen, sprach über die „Baugeschichtliche Entwicklung der bremischen Hafenanlagen". Auch die Geschichte der bremischen Häfen zeigt, wie es immer wenige Männer sind, die durch ihre Tatkraft einer Stadt ihr Gepräge geben. Der Bürgermeister Schmidt hat vor etwa 100 Jahren Bremen zur Seestadt gemacht, und Franzius ist es gewesen, der die moderne Seestadt Bremen gegründet hat. Dabei sind Bremen und Bremerhaven in ihrer Geschichte eng miteinander verknüpft. Bremerhaven ist nicht ohne Bremen und Bremen nicht ohne die Mündungsstadt Bremerhaven denkbar.

Ein vierter Vortrag — von Dipl.-Ing. Gettert, Duisburg — behandelte den neuzeitlichen Kranbetrieb und insbesondere die Verwendung der Dérimotoren.

Die Vorträge wurden am folgenden Tage ergänzt durch Besichtigungen. Die Besucher Bremens unterschätzen in der Regel die Bedeutung der Bremer Hafenanlagen, weil im Gegensatze zu Hamburg der Hafen Bremens sich außerhalb der Stadt entwickelt und in der Stadt selbst von einem Hafenbetrieb kaum etwas zu spüren ist. Man muß bei der Besichtigung der Bremer Hafenanlagen die Tatkraft der staatlichen Körperschaften bewundern, die trotz der wirtschaftlichen Not den Blick großzügig in die Weite richten und an den Anlagen weiterbauen, um den Anforderungen künftiger wirtschaftlich wieder gesicherter Jahrzehnte gewachsen zu sein. Die geplanten kostspieligen neuen Hafenbecken und Uferbefestigungen werden weiter fortgeführt, obschon heute ein unbedingtes Bedürfnis dafür nicht besteht. Die Art der Durchführung der Uferbefestigung zeigt, daß die deutschen Techniker im Hafenbau auf der Höhe sind und alle Mittel einsetzen, um sichere Hafenanlagen möglichst wirtschaftlich herzustellen.[1]) Die Besichtigungsfahrt wurde abgeschlossen mit der Führung durch das größte deutsche, im vollen Betriebe befindliche Getreideumschlagwerk.

Überhaupt war der Verkehr im Bremer Hafen größer, als man nach den Verhältnissen im Binnenlande erwarten durfte. Die Lager- und Speicherhäuser waren gefüllt. Die Krane waren zwar nicht alle in Tätigkeit, aber der Umschlag vergrößert sich doch von Monat zu Monat.

Die Besichtigung des Fischereihafens Bremerhaven zeigte, daß auch der preußische Staat keine Mittel scheut, um Deutschland eine billige Volksnahrung zu verschaffen und es anderseits von der fremdländischen Einfuhr unabhängig zu machen. Umfangreiche Vergrößerungen des Wesermünder Hafens sind zurzeit im Gange.[2]) Etwa 500 ha neues Gelände sind durch hochwasserfreie Deiche dem Meere abgerungen und bieten Raum für die Vergrößerung des Fischereihafens und für die großen Gebäude, die notwendig sind für die Verarbeitung und die Verwertung der Fische. Die Fahrt durch den Seehafen in Bremerhaven ließ erkennen, daß man sich bemüht, diese Anlage den vergrößerten Schiffskörpern anzupassen.

Auf einem vom Norddeutschen Lloyd zur Verfügung gestellten Dampfer lernte man die gegenwärtigen Regulierungsarbeiten auf der Unterweser kennen. Von Bremen bis zur Mündung der Unterweser soll die Wassertiefe auf 10 m gebracht werden. Von Bremen bis Bremerhaven sind die Arbeiten im wesentlichen beendet. Die Verbindung der Unterweser von Bremerhaven seewärts glaubt man in ein bis zwei Jahren durchgeführt zu haben. Strombaudirektor Plate, der auf dem Dampfer die Regulierung der Unterweser erläuterte, zeigte, daß der deutsche Hafenbau auch hier auf Grund von Erfahrungen und Kenntnissen einen Weg beschreitet, der unter guter Ausnutzung der Stromverhältnisse mit den billigsten Mitteln zum Ziele führt.

Wer die Tagung miterlebt hat, ist voll guter neuer Eindrücke heimgekehrt, und vor allem hat er das Bewußtsein, daß unsere Handelsstädte und die deutsche Schiffahrt in dem Kampfe um die Wiedererstarkung Deutschlands an der Spitze marschieren. — Die nächste Tagung soll in Duisburg stattfinden. Dr.-Ing. Althoff.

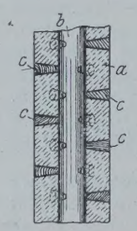
Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 28. Einsturz eines Eisenbetondaches. Auf einem Industriewerk wurde im Anschluß an eine schon fertige Halle eine Lagerhalle, rd. 24 · 30 m groß, hergestellt und mit einem bogenförmigen Eisenbetondach von 15 cm Stärke überwölbt. Das Dach ruhte einerseits auf einer in Abständen von je 5 m mit Vorlagen versehenen Außenwand aus Ziegelmauerwerk und anderseits auf einem von Eisenbetonstützen in gleich großen Abständen getragenen durchgehenden Eisenbetonbalken. Zur Aufnahme des Gewölbeschubs dienten Zuganker aus je zwei ⊏ 12. Die Rüstung zur Aufnahme der Schalung bestand bei einer Scheitelhöhe von rd. 13 m über dem Erdboden aus drei Stockwerken. Als das Betonieren des Daches bis fast zur Mitte vorgeschritten war, stürzte plötzlich ohne irgendwelche Anzeichen das Dach nebst Schalung und Rüstung zusammen. Die äußere Längswand blieb stehen, dagegen wurden die gegenüberstehenden Stützen nebst dem Auflagerbalken durch die Anker nach innen mitgerissen. Zwei Arbeiter kamen dabei ums Leben, einer wurde schwer und fünf leicht verletzt. Nach den Zeugenaussagen war die Rüstung ordnungsmäßig und aus gesundem Holz hergestellt; von keinem der zahlreichen Zeugen konnte eine Erklärung oder auch nur begründete Vermutung über die Ursache des Einsturzes ausgesprochen werden. Zur Zeit des Einsturzes war das Betonieren auf der einen Seite des Daches weiter vorgeschritten als auf der anderen und demzufolge die Rüstung stark einseitig belastet. Dieser Belastung war das Gerüst nicht gewachsen; sie hat augenscheinlich den Hauptanlaß zu dem Unfall gegeben. Unter den Trümmern wurden Rundhölzer von nur 5 bis 6 cm Stärke vorgefunden; wofern diese als Stützen gedient hatten, waren sie zu schwach. Es waren auch Stützen mit Auszugvorrichtung verwendet, bestehend aus Rundhölzern, die durch U-förmig gebogene Klammern verbunden waren. Ein Sachverständiger äußert Zweifel, ob diese Stützen bei der großen Höhe die erforderliche Sicherheit geboten haben. Ein anderer Sachverständiger bemerkt, daß es sich nicht feststellen lasse, ob die einzelnen Stützen durchweg ausreichend miteinander verbunden waren. Auch der Umstand, daß beim Aufräumen eine Reihe von Ziegelsteinen auf dem Boden vorgefunden wurde, gab Anlaß zu Bedenken, da eine derartige Unterlage der Stützen den Bestimmungen nicht entsprochen hätte. Genaue Feststellungen über alle diese Dinge liegen nicht vor. Die Sachverständigen, von denen keiner die Rüstung vor dem Zusammenbruch gesehen hatte, mußten sich auf Rückschlüsse beschränken. Die erst nach dem Einsturz beendete baupolizeiliche Prüfung des Entwurfs hat in konstruktiver Hinsicht keine Beanstandungen ergeben. Die Staatsanwaltschaft stellte mangels hinreichender Anhaltspunkte für eine schuldhaft regelwidrige Bauausführung das Verfahren ein. Da aber zu dem Bau eine baupolizeiliche Genehmigung noch nicht vorlag, wurden gegen den Mitinhaber der Unternehmerfirma und den Bauleiter wegen Übertretung des § 367 Ziff. 15 R.-Str.-G.-B. durch Strafbefehl Geldstrafen von je 50 R.-M. festgesetzt. Ky.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 21, 22.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 12, 16.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Hohlpfahl (Kl. 84c, Nr. 423 694 vom 15. 9. 1923 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin). Der Hohlpfahl ist mit nach außen sich erweiternden Öffnungen versehen, die durch Dübel *c* geschlossen sind. Nach dem Eintreiben des Pfahles wird in den Hohlpfahl Betonbrei, Betonmilch unter Druck eingebracht. Durch den Druck auf die Dübel werden diese aus dem Pfahl nach außen in das Erdreich hinausgedrückt, wobei der Betonbrei austritt und die Hohlräume ausfüllt.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Prang, Vorstand des E. V. A. Gera, zur Hauptverwaltung in Berlin, Jansen, Leiter der Betriebsabteilung Arnsberg des E. A. W. Schwerte, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Recklinghausen, und Kurt Lehmann, Leiter einer Abteilung des E. A. W. Recklinghausen, zur R. B. D. Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Pichier in Magdeburg die Stellung als Mitglied bei der dortigen Reichsbahndirektion.

Beauftragt: mit der Wahrnehmung der Geschäfte von Leitern neuerrichteter Abteilungen: die Reichsbahnoberräte Mogk bei der R. B. D. Altona (Tarif- und Verkehrsabteilung), Hilgers bei der R. B. D. Berlin (Abteilung für Haushalts- und administrative Streckenangelegenheiten), und Dr. jur. Witte bei der R. B. D. Elberfeld (Abteilung für Personalangelegenheiten).

Ausgeschieden: Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Flügel, bisher in München, auf seinen Antrag.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Bartelt, Vorstand des Landmesserbureaus bei der R. B. D. Stettin.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Suckel von Hannover an das Wasserbauamt I in Kassel und der Regierungsbaumeister (W.) Prött von Hannover nach Burg (Wasserbauamt Genthin).

Der Oberregierungs- und -baurat i. R. Georg Joseph in Kassel, früher wasserbautechnischer Referent bei der Regierung in Stade, der Geheime Baurat Albert Schrader in Braunschweig, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Essen, und der Regierungsbaurat (W.) Saltzmann in Düsseldorf sind gestorben.

INHALT: Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow. — Die zulässige Belastung des Baugrundes. (Schluß.) — Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Generaldirektor Rudolf Oeser †. — Besuch von Gustav Lindenthal in Berlin. — Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Bremen und Bremerhaven vom 13. bis 16. Mai 1926. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 25. Juni 1926. — Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Die österreichischen Straßen.

Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. **Cassinone**, Karlsruhe.

Österreich untersteht einem vom Völkerbund ihm gesetzten Finanzdiktator. Der Einfluß eines solchen Mannes, der sein Amt nach ganz anderen Grundsätzen als denen der Wirtschaftlichkeit ausübt, ist naturgemäß auf die Ausgestaltung des Straßenwesens ein verhängnisvoller. War der Zustand der österreichischen Straßen vor dem Kriege stellenweise wenig befriedigend, so hat er sich weiter verschlechtert, da der Weltkrieg alle Mittel und Kräfte anderweitig band und die Instandhaltung vernachlässigt wurde. Nun hat wie allerwärts in den europäischen Ländern in der Nachkriegszeit auch in Österreich der Kraftwagenverkehr eine beträchtliche Steigerung erfahren und stellt weitgehende Anforderungen an die Straßen. Für die Verkehrsentwicklung geben die nachstehenden Zahlen eine Übersicht:

Land	Zahl der Kraftfahrzeuge 1914	1924	Steigerung	Ein Kraftwagen kommt auf Einwohner
Amerika	1 300 000	15 275 000	12	7
Frankreich . . .	100 000	445 820	4	88
Belgien	10 000	57 000	6	131
Deutschland . .	64 000	172 000	3	360
Österreich . . .	5 000	15 000	3	400
Italien	12 000	75 000	6	518

Danach sind die Verhältnisse in Deutschland und Österreich annähernd gleich gelagert. Beide Länder stehen hinter den andern ebengenannten europäischen Ländern zurück. Wenn auch noch mit einer weiteren Steigerung gerechnet werden muß, so wird der Höhepunkt in nicht allzu ferner Zeit erreicht sein, da sich bei der wirtschaftlichen Gestaltung, Besiedelung und Bebauung beider Länder der tierische Zug nicht vollständig ausscheiden lassen wird. Immerhin muß der Notwendigkeit der Verbesserung der Straßen mehr Rechnung getragen werden als bisher. Denn schlecht angelegte und ungenügend unterhaltene Straßen unterbinden geradezu den Kraftwagenverkehr und schädigen die Kraftwagenbesitzer, so daß deren vernünftiger Teil gern eine weitere Steuerbelastung in den Kauf nehmen würde, wenn aus dem Erträgnis eine Besserung des bestehenden Zustandes erzielt wird. Wie sehr die Unkosten des Betriebes sich steigern, hat die Schweizerische Oberpostdirektion durch Versuchsfahrten während 9 Monate mit zwei Martinipostomnibussen auf geflickten Straßenfahrbahnen nachgewiesen. Durch das Überfahren der Schottereinlagen auf der unebenen Bahn wurde ein Mehrverbrauch an Betriebsstoff mit 25 %, der Wagenausbesserung mit 28% und der Bereifung gar von 83% festgestellt. Nach einem Bericht für den IV. zwischenvölkischen Straßenkongreß in Sevilla ermäßigen sich die Kosten des mechanischen Zuges auf einer guten glatten Bahn um 25%. So viel steht fest, so sehr auch die häufig gefühlsmäßigen Schätzungen auseinandergehen mögen, daß gute Straßen erhebliche Ersparnisse an Betriebskosten nicht allein für den Kraftwagenverkehr, für diesen aber in erhöhtem Maße bringen werden. Wie soll man nun in Österreich unter seinen heutigen Verhältnissen diesen berechtigten, eigentlich gar nicht zu verschiebenden Anforderungen auf eine gute Straßeninstandhaltung gerecht werden, ganz abgesehen von der Durchführung des ebenso wünschenswerten Ausbaues der Straßen zur Anpassung an den Kraftwagenverkehr und dessen Fahrsicherheit.

Österreich besitzt nach dem statistischen Handbuch der Republik V. Jahrgang:

Bundesstraßen, früher Reichsstraßen .	4 000,492 km
Landstraßen	1 856,527 „
Bezirks- und Konkurrenzstraßen . .	18 528,137 „
Gemeindewege	6 928,764 „
Zusammen:	31 313,920 km

Die Straßengattungen verteilen sich auf die einzelnen Bundesländer nach nebenstehender Tabelle.

Die Bundesstraßen stehen unter staatlicher Verwaltung. Es sind Schotterstraßen mit reichlicher Breitenabmessung bis zu 9,5 m. Die Höchststeigung beträgt im Hügelland 4%, im Gebirge 7%, der Mindesthalbmesser 20 m. Die Unterhaltung der Land-, Bezirks- bezw. deren Stelle vertretenden Konkurrenzstraßen ordnen die einzelnen Bundesländer in eigener Selbständigkeit, die eine weit größere ist als vor dem Kriege. Die Verwaltung wird aber als unsachgemäß und dazu verhältnismäßig kostspielig bezeichnet. Von den Straßenbenutzern wird daher die

Bundesland	Bundesstraßen, früher Reichsstraßen km	Landstraßen km	Bezirks- und Konkurrenzstraßen km	Gemeindewege km	Zusammen km
Wien	39,000	—	—	138 092	. 177,092
Niederösterreich	633,175	—	13 045,863	—	13 679,638
Oberösterreich .	808,400	74,900	1 720,900	213,900	2 818,100
Salzburg . . .	362,421	405,087	10,500	2 498,871	3 276,879
Steiermark . .	698,124	—	3 024,976	—	3 723,100
Kärnten . . .	515,600	698,300	49,121	582,100	1 845,121
Tirol	651,826	—	467,107	601,047	1 719,980
Vorarlberg . .	132,967	—	209,670	1 894,754	2 237,391
Burgenland . .	158,979	678,240	—	—	837,219
	4 000,492	1 856,527	18 528,137	6 928,764	31 313,920

Zusammenfassung des Straßenwesens unter eine Zentralstelle angestrebt, die eine sachgemäße Überwachung ausübt und die zur Verfügung stehenden Geldmittel den Bedürfnissen entsprechend austeilt. Die Arbeitsgemeinschaft für das Kraftfahrwesen hat diesen Standpunkt den vom Völkerbund abgesandten Sachverständigen in einer Denkschrift klarzumachen versucht.

Es ist nun kein Wunder, daß die Bundesstraßen — von den Nebenstraßen ganz abgesehen — sich in einem schlechten Zustande befinden, wenn man den kilometrischen Aufwand in Betracht zieht. Hier waren davon bewilligt worden:

1913	1500	Goldkronen
1923	540	„
1924	690	„
1925	1340	„ [1]).

Selbst die Erhöhung gibt immer erst 89 % des Aufwandes vor dem Kriege und dabei ist der Geldentwertung keinerlei Rücksicht getragen, die die Baustoffe und Arbeitskosten beinahe auf das Doppelte gesteigert hat. Daß mit solchen Beträgen die in einem Jahrzehnt entstandenen Schäden nicht ausgebessert, geschweige denn den gewaltig gestiegenen Verkehrsbedürfnissen angepaßt werden können, steht unumstößlich fest. Der Kraftwagenverkehr hat sich verdreifacht, und von ihm entfällt gut ein Drittel auf den Lastkraftwagenverkehr. Dabei kommen Durchgangsstraßenzüge, die im Weltverkehr eine Rolle spielen, wie Wien—Salzburg—Innsbruck—Arlberg, Wien—Graz—Triest und Wien—Bruck—Leoben—Klagenfurt—Villach in Betracht. Selbstverständlich versucht die österreichische Straßenbauverwaltung, so sehr ihr die Hände gebunden sind, die Straßen wieder hochzubringen. Allein ihre Versuche werden vergeblich sein, da es mit dem guten Willen leider allein nicht getan ist. Es wird mit jedem Jahr eine größere Zahl von Kilometern unbrauchbar werden, da das Ausflicken den Verfall auf die Dauer nicht hintanhalten kann.

Für mehrere Ausführungsarten zur Verbesserung der Straßen sind die Kosten für die erste Herstellung und den jährlichen Instandhaltungsaufwand berechnet und im Hinblick auf die Lebensdauer dann in ein Verhältnis zueinander gesetzt worden.[2])

Straßenart	Lebensdauer nach Jahren	Kosten der Herstellung Mill. Kronen	Unterhalt und Herstellung für das Jahr Mill. Kronen	Verhältniszahl
1. Flickweise unterhaltene Schotterstraße	1	24	24	1
2. Gewöhnliche Walzung	3	300	109	4
3. Walzung mit Oberflächenbehandlung	4	420	134	6
4. Walzung mit Tränkung	6	642	127	5
5. Walzung mit Innenteerung nach dem Mischverfahren	8	900	125	5
6. Großpflasterung	25	2700	121	5

[1]) Baden für das km ohne Wartung und Ausbau:

1912/13	650	Mark
1914/15	715	„
1920	1600	„
1926	800	„ .

[2]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1925, Heft 21/22, S. 177 bis 185.

Danach stellt sich der jährliche Kostenanteil der verschiedenen Bauweisen zu der flickweise instandgehaltenen Straßenstrecke wie 1:4:6:5:5:5. Es kosten die beiden Innenteerungen soviel wie ein Großpflaster, aber immerhin das fünffache der bisherigen Unterhaltungsweise. Unter Würdigung aller zu berücksichtigenden Umstände verdient somit zweifellos die Pflasterung den Vorzug. Die Geräuschbelästigung tritt auf der freien Strecke zurück, die geringe Stauberzeugung ist erträglich. Innerhalb der Ortschaften wird übrigens der geltend gemachte Vorteil einer geräuschlosen Straßenbedeckung durch das Motorengeratter und Signalgetute wieder reichlich aufgewogen und bei den unvermeidlichen Aufbrüchen für die Leitungseinlagen der Baustoff der Decke jeweils verloren. Betondecken sind als nicht geeignet bei gemischtem Verkehr von Kraftwagen und Pferdefuhrwerken, welch letzteren noch ein beträchtlicher Anteil an dem Gesamtverkehr zufällt, nicht weiter in Betracht gezogen worden. Die Anschaffungskosten stehen aber in dem Verhältnis 1:12:18:26:38:113. Den Aufwand für eine bessere Ausführungsweise aufzubringen, daran ist aber in Österreich gar nicht zu denken. Denn bei der Geldarmut und dem hohen Zinsfuß kommt die Wirtschaftlichkeit erst in zweiter Linie. Ja, selbst die so notwendigen Deckenerneuerungen durch Festlegen mit der Dampfwalze können nur für einen bescheidenen Teil des Straßennetzes in Betracht gezogen werden. Es muß daher das Flicksystem, das bei Straßen mit geringem Kraftwagenverkehr und überwiegender Pferdefuhrwerkbenutzung auch künftig noch gute Dienste leistet, auch für Hauptstraßen, auf denen ersterer vorherrscht, leider beibehalten werden, so unerwünscht es dort ist. Im Hinblick auf die geldliche Leistungsfähigkeit kann nämlich kaum ein Fünftel des Bundesstraßennetzes mit etwa 850 km deckenweise behandelt werden. Für weitere 2950 km muß man sich bei größter Bescheidenheit mit dem Flicksystem begnügen, das dahin verbessert werden soll, daß die Einlagen übergründet und mit einer leichten Walze festgedrückt werden.

Die Kosten für dieses mehr als dürftige Bauprogramm belaufen sich auf:

	Milliard. Pap.-Kr.	= Million. Schill.
für die flickweise instand zu haltenden Strecken	71	7,1
für die einzudeckenden Strecken	106	10,6
dazu für alle sonstigen Bedürfnisse der Straßenbauverwaltung, Erneuerung und Erhaltung der Kunstbauten und Brücken, Gerätschaften, Magazine u. a., Schneebeseitigung	112	11,2
insgesamt	239	23,9
	(14,34 Million. R.-M.)	

Bewilligt wurden tatsächlich für das Budgetjahr 1925:

	Milliard. Pap.-Kr.	= Million. Schill.
für die Straßenunterhaltung	58	5,8
für Neubauten und Anschaffungen	27	2,7
zusammen	85	8,5
	(5 Million. R.-M.)	

also nur ein Drittel der bei den bescheidensten Ansprüchen angeforderten Mittel.

Mehr noch als anderwärts ist deshalb Österreich angewiesen, sich weitere Einnahmen durch Beizug der Straßenbenutzer zu verschaffen und vor allem die Kraftwagenbesitzer dazu kräftig beizuziehen. Die hier angeforderten Beträge dürfen selbstverständlich nicht verkehrshindernd wirken und müssen ausschließlich für Straßenverbesserungen wieder restlos ausgegeben werden. Ist erst die Geldfrage gelöst, so bietet die technische Aufgabe keine Schwierigkeiten mehr.

Vorläufig versucht man mit gebundenen Händen durch sorgfältige Instandhaltung der fortschreitenden Abnutzung Herr zu werden. Der weiche Kalkstein und der wenig geeignete Sandstein werden durch Hartgesteine, Granit, Grauwacke, Porphyr, Diorit und Basalt, woran kein Mangel ist, ersetzt. In Niederösterreich ist dieser Übergang bereits vollzogen. Die Flickeinlagen auf kleineren Schäden der Fahrbahn werden, um das Auseinanderschleudern der Schottersteine durch die darüberfahrenden Kraftwagen zu verhüten, mit bindigem Baustoff, Sand, abgezogenem Kot und Staub oder bei dessen Fehlen mit umgekehrten, aus den Seitenbanketten ausgestochenen Rasenschollen (!) abgedeckt. Die Ausbesserung größerer Schäden geschieht im Früh- und Spätjahr bei nasser Witterung, um die Wasserbeifuhr zu sparen, durch leichte und bewegliche Dampfwalzen, die die mit Kot gedeckten Schottereinlagen in die aufgeweichte Fahrbahn einpressen. Wo man dieses Verfahren anwendete, hat man mit der Instandhaltungsart gute Erfahrungen gemacht. Der weiteren Ausbreitung stehen nur die fehlenden Geldmittel zum Ankauf der erforderlichen Walzen entgegen. Beim Decksystem wird nur noch Hartschotter eingebaut und die Verwendung eines besseren Bindemittels statt Wasser angestrebt. Daneben wird von dem durch Abbau verringerten Wärterpersonal eine nachhaltigere, gesteigerte Arbeitsleistung verlangt. Ihre Arbeitsstelle haben die Wärter durch weit sichtbare, weißrot angestrichene Markierstangen zu kennzeichnen. Zu einer häufigen und wirksamen Überwachung der Anleitung sind die Straßenmeister mit Motorfahrrädern ausgerüstet, in deren Beiwagen die Inspektionsbeamten bei ihren Bezirksbereisungen mitfahren.

Über die gewöhnliche Unterhaltung hinausgehende Maßnahmen, besonders zur Staubbeseitigung, konnten sich nur auf ganz schüchterne Versuche beschränken. Hier kam in erster Linie die Ölung[3]) zur Anwendung, mit der die Stadt Wien im Jahre 1924 günstige Erfahrungen gemacht hat. Diese wendete dafür 6 Milliarden Papierkronen (6 Millionen Schilling) auf und ölte 1 100 000 m² einmal, 212 500 m² zweimal und 12 300 m² dreimal mit etwa 1 kg/m², wobei sich die einmalige Ölung auf 4600 Kronen für 1 m² stellte. Die Versuche wurden auf einer 3,5 km langen Strecke im Zuge der Bundesstraße nach Trient bei Traiskirchen vorgenommen, die auf 6 m Fahrbahnbreite mit Basalt eingedeckt worden war. Von km 17 bis 18,6 wurde Öl, von der Allgemeinen Chemischen Industrie A.-G. bezogen, angewendet. Im Monat Mai fand die Hauptölung statt mit 1,75 kg/m², im August die Nachölung mit 0,75 kg/m². Zu sparsamster Verteilung wurde das Öl in der Mitte unmittelbar aus Sprengwagen aufgebracht und von Hand durch Besen eingekehrt, bis die Straßendecke gesättigt war. Daran schloß sich bis km 18,9 eine Teertränkung mit Oberflächenteerung mit Solidit an. Von km 18,9 bis 19,7 durch die Ortschaft Traiskirchen wurde die eingebaute Granitschotterdecke mit Erdölbitumen behandelt, das als festes Bitumen (Mexphalt) für Tränkung und Mischung und als halbfestes Bitumen (Spramex) für die Oberfläche verwendet wurde. Die Ausführung geschah zur Hälfte nach dem Tränkungs-, zur anderen Hälfte nach dem Mischverfahren. Im ersten Fall wurde der trocken eingewalzte Schotter mit auf 180 bis 200° erhitztem Mexphalt, 6 bis 8 kg/m², getränkt. Im zweiten Fall wurde die fertiggestellte Bitumenmischung in einer Stärke von 7 cm auf das vorbereitete Makadamplanum heiß aufgebracht und durch Walzung auf 5 cm zusammengedrückt. Beide Strecken erhielten eine Oberflächenteerung aus Spramex. Daran schloß sich eine 800 m lange Teerstrichunterlage mit einem Oberflächenbezug von Spramex an.

	Dabei kostete 1 m²	und man schätzt die Lebensdauer auf
Der Oberflächenbezug	20 000 Kr.	2 Jahre
Tränkung und Oberflächenbezug	80 000 „	6 Jahre
5 cm starke Spramexdecke	120 000 „	8—12 Jahre

Daß mit solch ungenügenden Mitteln die österreichischen Straßen nicht in geordnetem Zustande erhalten, geschweige denn verbessert werden können, bedarf keines weiteren Nachweises. Ihr Schicksal scheint besiegelt, wenn nicht bald für gründliche Abhilfe gesorgt wird. Schlechte Straßen erfordern den größten Unterhaltungsaufwand und sind daher unwirtschaftlich. „Kein Land ist reich genug, um sich den Luxus schlechter Straßen leisten zu können."

[3]) Wasser- und Wegebauzeitschrift 1926, Nr. 3, S. 51.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tunnelbau- und Betriebsweisen.

Von Prof. **C. Andreae**, Zürich.

(Schluß aus Heft 23.)

Kürzere Tunnel in schwierigem Gebirge, mit geringer Überlagerung, wobei oft darüberliegendes Gelände, Gebäude u. a. nicht gefährdet werden dürfen, werden ebenfalls zweckmäßig in fortlaufendem Betriebe abgebaut und ausgemauert und zwar derart, daß die einzelnen Stufen je auf einen oder sogar auf einen halben Ring beschränkt bleiben und sich unmittelbar folgen. In Verbindung mit der österreichischen Bauweise ergibt sich dabei folgender schematische Arbeitsstand:

Sohlstollen	1 bis 2 Ringe
Firstschlitz oder -stollen	1 Ring
Kalottenausbruch	1 „
Strossenabbau	1 „
Widerlagermauerung	1 „
Gewölbemauerung	1 „
Sohlgewölbe	1 „
zusammen	7 bis 8 Ringe

zu 6 oder 8 m, also eine Länge der Arbeitsorte von 42 bis 64 m.

In Verbindung mit der belgischen Bauweise ergibt sich dieselbe Länge (mit Firststollen als Richtstollen):

Firststollen	1 bis 2 Ringe
Kalottenabbau . . .	1 Ring
Gewölbemauerung .	1 „
Sohlenschlitz . . .	1 „
Strossenabbau . . .	2 Ringe (übers Kreuz)
Widerlagermauerung .	
Sohlgewölbe . . .	1 Ring
zusammen ebenfalls	7 bis 8 Ringe.

Ist größte Vorsicht nötig, so können statt ganzer auch nur halbe Ringlängen genommen werden, wodurch sich die Gesamtlängen auf die Hälfte vermindern. Ein allzustarkes Zusammendrängen der Arbeitsorte ist indessen als allgemeine Regel nicht zu empfehlen, da die Bewegungsfreiheit leidet, was die Arbeit wiederum verlängert. Jedenfalls ist es ratsam, wo die einzelnen Arbeiten auf halbe Ringlängen beschränkt werden müssen, als normale Ringlänge nicht 6, sondern 8 m anzunehmen.

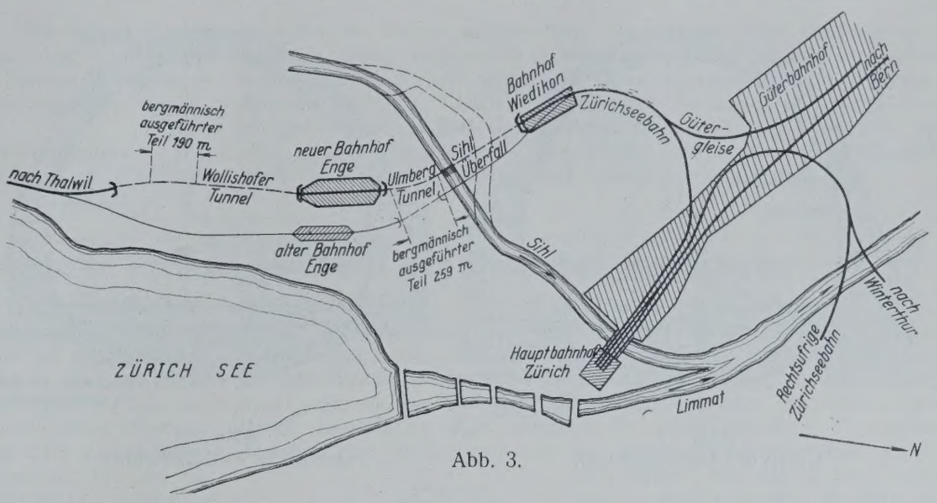


Abb. 3.

Bei guter Auflagerung des Gewölbes auf Eisenbetonkämpfern können, wenn der Firstdruck nicht zu groß und die Strosse nicht zu nachgiebig ist, die der Gewölbemauerung folgenden Arbeiten der belgischen Bauweise auch erst in einigem Abstande folgen. In kurzen Tunneln kann unter Umständen sogar das Gewölbe erst auf die ganze Länge durchgemauert werden, worauf erst die Strossen herausgenommen und die Widerlager gemauert werden. Bei geschickter Organisation und gewandter Durchführung kann diese sehr wirtschaftliche Art des Vorgehens sogar in recht mildem Gebirge (z. B. Moräne) guten Erfolg haben.

Die vorliegenden Ausführungen bezwecken nicht, irgend eine Bau- oder Betriebsweise als die allein richtige, stets beste, hinzustellen; im Gegenteil. Wenn irgendwo, so ist es gerade im Tunnelbau verfehlt, althergebrachte, routinenhafte Anschauungen kritiklos zu übernehmen, sich durch Lehrmeinungen auf bestimmte Verfahren festzulegen oder gar unter bestimmten Verhältnissen Bewährtes als allgemein Empfehlenswertes anzusehen. Unrichtig ist es auch, Bau- und Betriebsweisen deshalb als zweckmäßig anzusehen, weil mit ihnen schwierige Tunnel mit schweren Bewegungserscheinungen in hartem Kampfe bewältigt wurden. Bewährt sind jene Verfahren, mit denen in Gebirgen, in denen Bewegung überhaupt in Betracht kam, solche ferngehalten, vermieden wurde.

In den Jahren 1921 bis 1925 wurden nacheinander im Zuge der verlegten linksufrigen Seelinie der Schweizerischen Bundesbahnen im Weichbilde der Stadt Zürich zwei Tunnel, zuerst der Ulmbergtunnel, dann der Wollishofertunnel hergestellt, deren Ausführung der Verfasser als Berater der Bauunternehmung zu folgen Gelegenheit hatte (Abb. 3). Beide Tunnel durchfahren eine Moräne, also mildes Gebirge (sandiger Lehm, mitunter Blöcke, gelegentlich nasse Schlammsandlinsen). Aus Abb. 4 u. 5 geht hervor, daß besonders beim Ulmbergtunnel mit Rücksicht auf die Art des Gebirges, die geringe Überlagerungshöhe, die Nähe von Straßen und Gebäuden usw. äußerste Vorsicht geboten war.

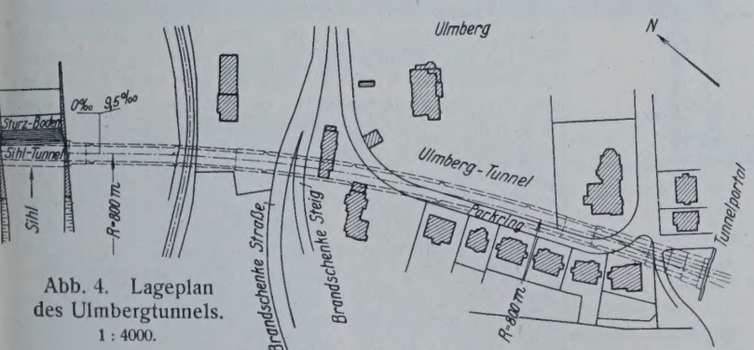


Abb. 4. Lageplan des Ulmbergtunnels. 1 : 4000.

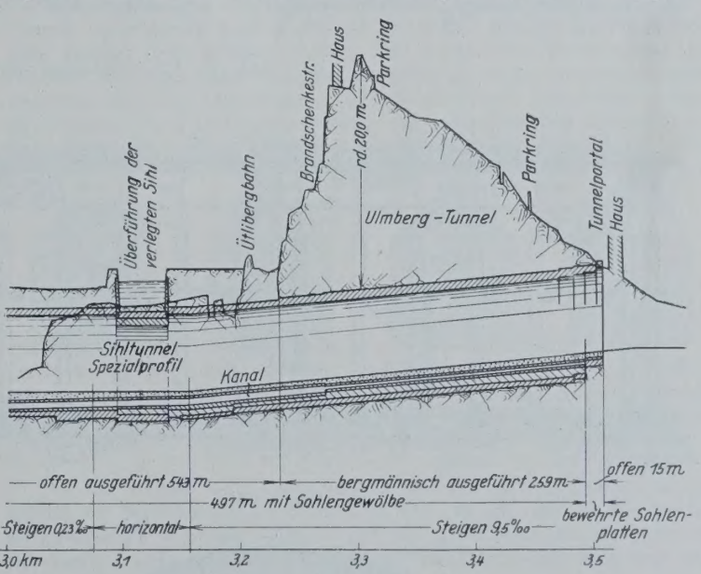


Abb. 5. Längenprofil des Ulmbergtunnels. Längen 1 : 6000, Höhen 1 : 600.

Der Bauunternehmer Ing. J. J. Rüegg (Bauleiter der Schweizerischen Bundesbahnen: Oberingenieur R. Grünhut) entschloß sich, hier die belgische Bauweise mit Firststollen anzuwenden (Abb. 7 u. 8)[7]). Die Durchführung gelang vollständig, ohne daß die hier sehr befürchteten Bewegungserscheinungen auftraten. Die Firstkappen erfuhren nur die normalen Senkungen, die sie bei der Abstempelung der Kronbalken auf die Schwellen auch bei österreichischer Abbauweise erfahren hätten, die Setzungen des Gewölbes selber waren verschwindend klein, beinahe Null. Tagschäden kamen nur wenige, unbedeutende vor, mit nur kleinen Kostenfolgen. Und doch wurden hier aus betriebswirtschaftlichen Gründen Strossenabbau und Widerlagermauerung erst nach Vollendung des Firstgewölbes auf seiner ganzen Länge in Angriff genommen, dem hier in den Vordergrund gestellten Grundsatze allerdings nicht ganz entsprechend. Die Arbeiten gingen aber so rasch vor sich (der bergmännisch auszuführende Teil war ja nur kurz), daß das Verfahren vollständig gelang, obschon das Gebirge stellenweise sehr mild war. Drei bis vier Wochen nach Beginn des Kalottenausbruches konnte jeweils das Firstgewölbe des betreffenden Ringes geschlossen werden, d. h. sechs bis sieben Wochen nach dem ersten Auffahren durch den Firststollen. Die in Abb. 7 u. 8 angegebenen Baustadien waren jeweils über 7 bis 15 Ringe von 6 m Länge fortlaufend verteilt, je nach der Beschaffenheit des Gebirges. Nötigenfalls hätte die Arbeit noch mehr zusammengedrängt, die Zeit bis zum Schluß noch mehr gekürzt werden können.

Im Wollishofertunnel, wo unter ähnlichen Verhältnissen wie beim Ulmbergtunnel die Überlagerung der bergmännisch ausgeführten, 190 m langen Strecke nur etwa 8 m betrug (auch hier wurde ein großer Teil des Tunnels in offener Baugrube hergestellt), wurde mit Rücksicht auf das darüberliegende Gelände der Grundsatz, eine einmal angefahrene Strecke möglichst rasch zu mauern, bezw. hier, entsprechend früher Gesagtem, wenigstens das Firstgewölbe baldmöglichst einzuziehen, seitens derselben Bauunternehmung noch folgerichtiger durchgeführt. Hier wurde ebenfalls belgisch, aber, wie bei dem Kunzschen Verfahren[8]), ohne Richtstollen, gleich mit der vollen Kalotte vorgegangen. Dabei kam eine Eisenrüstung zur Anwendung, die wie bei Kunz die Mauerungslehrbogen als Hauptträger benutzt, aber gewöhnliche, einfache I NP 24, die auch schon im Ulmbergtunnel gedient hatten. Spindeln stützten die aus Rollbahnschienen

[7]) Im Einbauplan (Abb. 8) mag die ungebräuchliche Lage und Höhe des Pfandkeiles der Getriebezimmerung auffallen. Diese Anordnung erleichterte hier das streng vorgeschriebene Herausziehen der Steckbretter.

[8]) Vergl. K. Pressel, Tunnelrüstung Bauart Alfred Kunz, Sonderdruck der Schweiz. Bauzeitung; Zürich 1921. — Siehe auch „Die Bautechnik“ 1926, Heft 9, S. 105 ff.

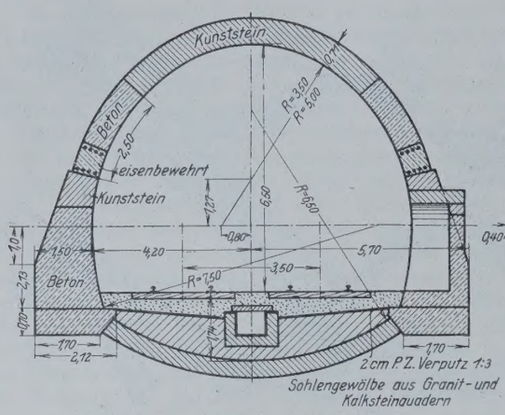


Abb. 6a.
Querprofil Ulmbergtunnel.

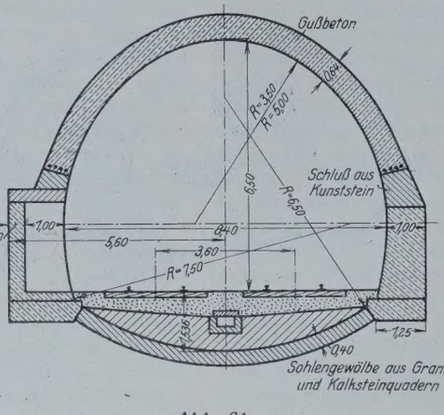


Abb. 6b.
Querprofil Wollishofertunnel.

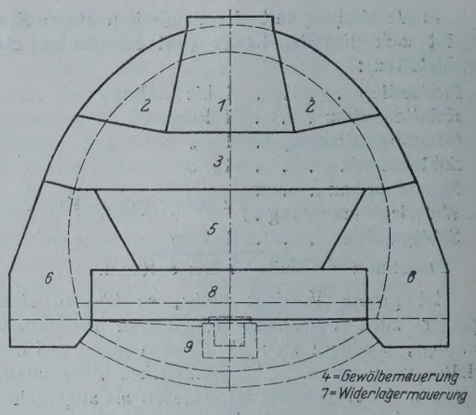


Abb. 7. Schema der Ausbrucharbeiten des Ulmbergtunnels.

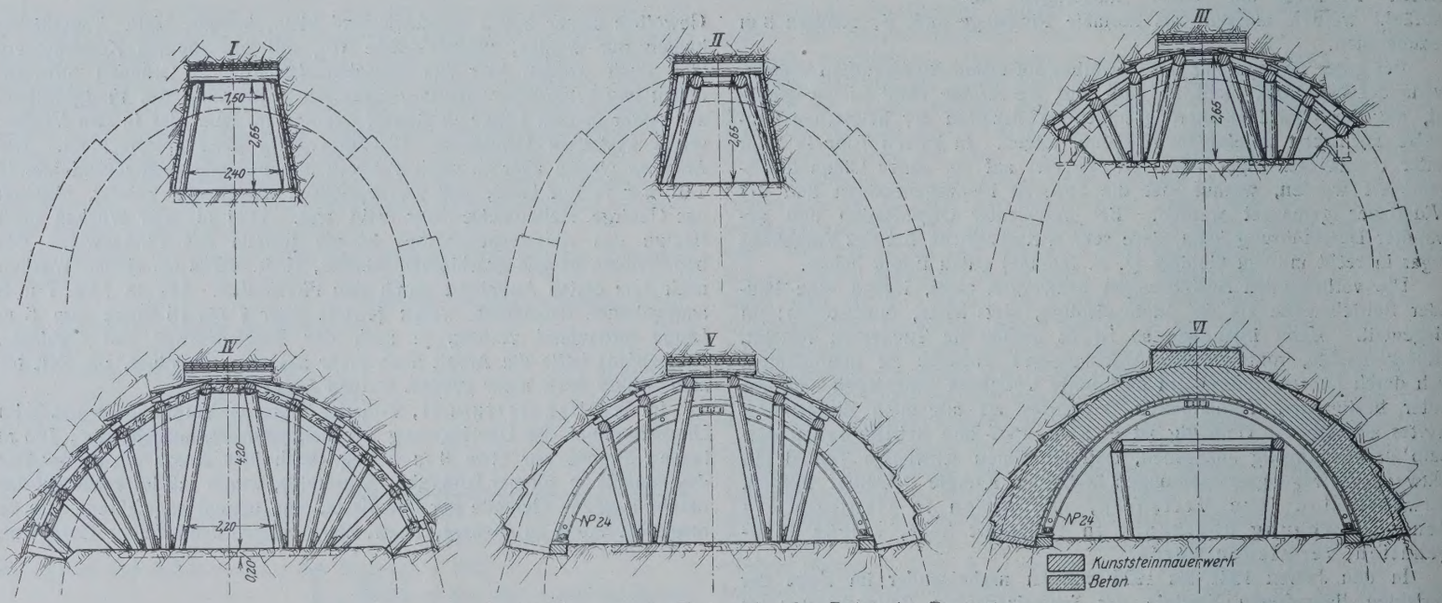
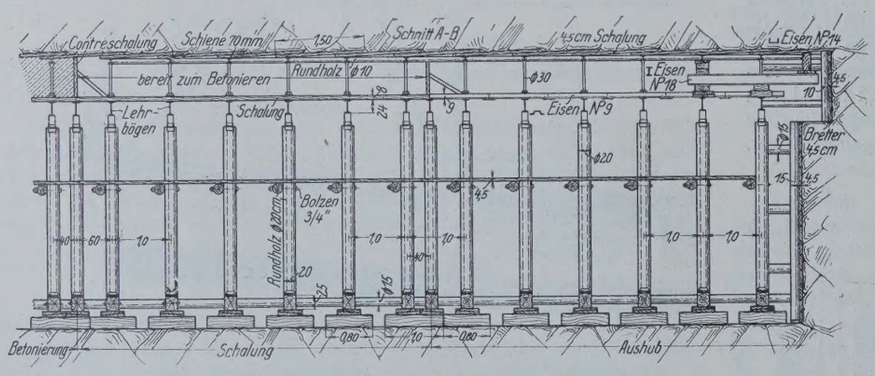


Abb. 8. Ulmbergtunnel: Einbauplan für Belgische Bauweise.



Querschnitt.

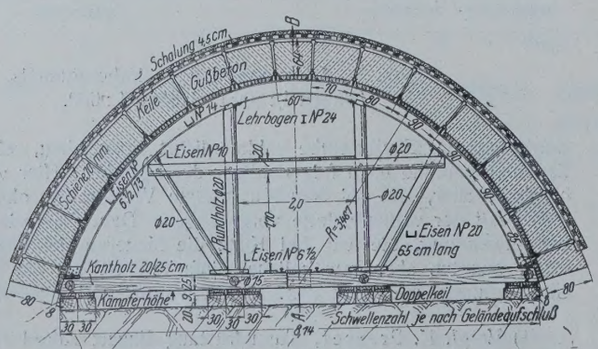


Abb. 9. Wollishofertunnel: Bauvorgang im bergmännischen Teil.

bestehenden Ausbruchbogen (Abb. 9). Das Firstgewölbe wurde hier ganz aus Beton gegossen, der außerhalb des Tunnels gemischt und durch Druckluft eingebracht wurde. Hierzu wurde von einem am Beginn des bergmännischen Teiles aufgestellten Druckkessel (Betonkanone) ein 180 mm weites Rohr bis in den zu betonierenden, 3 m langen Ring geführt, dort in einem Bogen von möglichst großem Halbmesser von der dem Vorort zugekehrten Stirn her am Gewölbescheitel in die Schalung eingeführt. Die Betonierung wurde so stets bis auf etwa 4 bis 6 m von der Brust nachgeführt, so daß eine angefahrene Stelle schon 4 bis höchstens 8 Tage später betoniert war. Die Spindeln und Ausbruchbogen wurden im Beton gelassen. Die kurze Zeit zwischen erstem Anfahren und Gewölbeschluß sowie die geringe Überlagerung gestatteten hier, die Eisenrüstung, besonders die Spindeln, außerordentlich schwach zu halten (bei der Ausführung wurden im Scheitel einige Schrägstreben zur Versteifung in der Längsrichtung zugefügt). Die kurze Entfernung zwischen Brust und Betonierung (sie war in Wirklichkeit zeitweise noch kleiner, als in Abb. 9 angegeben) war durch Anwendung der Druckluftförderung um so eher möglich, als dabei nach Fertigstellung der Schalung keine Mannschaft im betreffenden Ring mehr erforderlich und jegliche Berührung zwischen Beton und Ausbruch ausgeschlossen war. Das ganze Verfahren war sehr wirtschaftlich. Mit Rücksicht darauf, daß die Steckbretter in paralleler Richtung zur Tunnelachse getrieben wurden und infolgedessen satt an das Gebirge anlagen, durften sie hier hinter dem Gewölbe belassen werden. Durch Zementmörteleinspritzungen wurden einige kleine Hohlräume nachträglich ausgefüllt, und durch Stich-

proben (Aufbrüche im Gewölbe) auch eine gute Beschaffenheit des Betons festgestellt. Die durch den Unternehmer, Ing. J. J. Rüegg (Zürich), geschickt ausgedachte Kombination einer leichten Eisenrüstung mit der Druckluftbetonierung gelang bei den vorliegenden Verhältnissen sehr gut.

Auch hier führte man Strossenabbau, Widerlagermauerung usw. erst nach Vollendung des Firstgewölbes durch, was wiederum in Anbetracht der Kürze des Tunnels möglich war. Bei größerer Länge, oder wenn sich Nachteile dieses wirtschaftlichen Vorgehens gezeigt hätten, wäre es ein leichtes gewesen, kurz hinter der Gewölbemauerung mit den übrigen Arbeiten zu folgen. Auch hier gelang es, Bewegung und Druck durch geeignete Wahl der Bau- und Betriebsweise vom Tunnel in Gebirge, das sehr zu Bewegung neigte — die Moräne war feucht, die Zimmerung mußte vielfach mit Stroh gedichtet werden —, fernzuhalten.

Das Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **K. Becker,** Darmstadt.

Doppelte Kreuzungsweichen erfordern bei der üblichen Regelschaltung vier um eine senkrechte Achse drehbare Signalkasten der älteren Bauart, um die Lage ihrer Zungenvorrichtungen zu kennzeichnen. Dennoch erfüllt diese Signalgebung ihren Zweck nur unvollkommen, abgesehen von der Schwierigkeit, zahlreiche Weichensignalkasten bei beschränkten Raumverhältnissen eines Bahnhofs unterzubringen. Außerdem führt sie auf Bahnhöfen mit vielen Einzelsignalen zu einer Signalhäufung, bei der es, namentlich bei Dunkelheit, schwer ist, sich durchzufinden, besonders wenn mehrere doppelte Kreuzungsweichen hintereinander liegen. Man ist aber bemüht, sowohl aus betrieblichen als auch aus wirtschaftlichen Gründen einer Signalhäufung entgegenzuwirken und damit eine Vereinfachung in der Anlage und eine Verbilligung ihrer Erhaltung herbeizuführen. Um diesem mit Einführung des Einheitsstellwerks erstrebten Ziele auch auf dem Gebiete des Signalwesens näher zu kommen, hat die Deutsche Reichsbahn nach vorausgegangenen Versuchen das bereits schon früher in Schweden, Norwegen, Dänemark usw. eingeführte Signal der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft in Berlin als Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen festgelegt. Bei ihm tritt an die Stelle der bisherigen vier drehbaren Signalkasten ein feststehender Kasten, Abb. 1, dessen Signalbilder alle vier Fahrmöglichkeiten in sinnfälliger Weise kennzeichnen.

Der Signalkasten, Abb. 2, unterscheidet sich von den sonstigen Weichensignalen sowohl durch seine veränderte Form, als auch durch seine Abmessungen. Er besteht aus einem gußeisernen Gestell, dessen unterer

Abb. 1. Doppelte Kreuzungsweichen, ausgerüstet mit dem Einheitssignal.

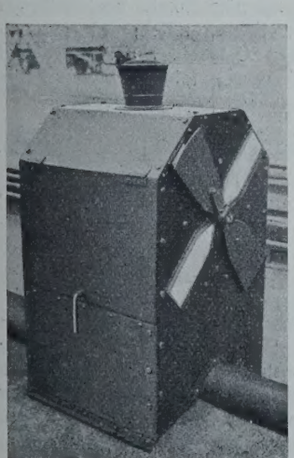


Abb. 2. Signalkasten des Einheitssignals in Verbindung mit dem Leitungskanal.

Teil den Erdfuß und dessen oberer Teil den Laternenkasten bildet. Jede der beiden Vorderwände des Laternenkastens hat vier mit Milchglas hinterlegte Ausschnitte, von denen immer ein oberer und ein unterer Ausschnitt durch je zwei unabhängig voneinander um denselben Drehpunkt bewegliche Blenden abgedeckt wird. Die freibleibenden Ausschnitte bilden das jeweilige Signalbild.

Die Blenden des Signalkastens arbeiten zusammen. Sie sind nach Abb. 3 so geschaltet, daß die obere Blende (17) der einen Bildseite ihre Stellung gleichzeitig mit der unteren (17) der anderen Bildseite ändert und umgekehrt. Die Achsen der Blenden sind durch die Hebel 30, 31, die Angriffsstangen 20 und die Schwinghebel 29 gelenkartig miteinander verbunden und nach dem Muster eines Uhrzeigers lose drehbar aufgesetzt. Die Enden der Zapfen lagern im Auge der Hebel 30, 31 und sind mittels Schrauben festgeklemmt. Die stärkeren Blendenhohlzapfen drehen sich in einem an jeder Innenseite des Signalkastens angebrachten Lager. Die Schwinghebel sind um eine gemeinschaftliche Achse drehbar und werden durch Rohrzwischenstücke gegen seitliches Verschieben gehalten. Der weitere Anschluß des Signalkastens an die Weiche geschieht mittels Gabeln und Muffen, die das zu den Winkelhebeln und Antrieben führende Gestänge aufnehmen.

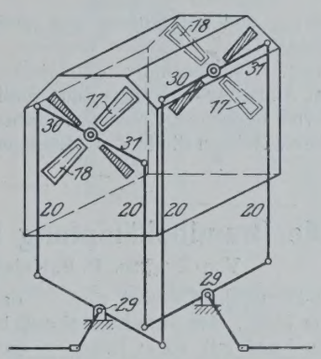


Abb. 3. Schaltbild der Blenden des Einheitssignals.

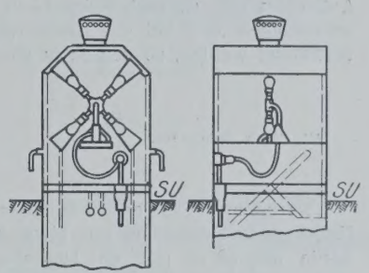


Abb. 4. Elektrische Beleuchtung am Einheitssignal.

Beleuchtet wird das Einheitssignal bei Dunkelheit in der Regel durch eine Petroleumlampe, die auf einer Brücke im Laternenkasten aufgestellt wird. Wo elektrisches Licht in Betracht kommt, wird es nach Abb. 4 eingebaut. Der Beleuchtungskörper ist dann so eingeordnet, daß er im Bedarfsfalle gegen eine Petroleumlampe leicht ausgewechselt werden kann.

Die eingestellten Fahrwege einer Weiche geben zwei auf schwarzem Grunde erscheinende weiße Pfeile, die unter 45° schräg nach rechts oder links geneigt sind, bildlich wieder. Der untere Pfeil kennzeichnet den Fahrweg durch die näher liegende, der obere durch die entfernter liegende Zungenvorrichtung. Dabei ergeben sich die durch Abb. 5 bis 8 dargestellten Signalbilder, die in stets gleicher Form auf den beiden den Weichenenden zugekehrten Flächen des feststehenden Signalkastens erscheinen.

Abb. 5. Fahrt auf dem geraden Strang von links nach rechts.

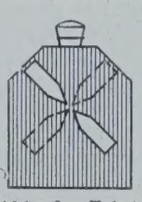


Abb. 6. Fahrt auf dem geraden Strang von rechts nach links.

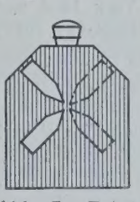


Abb. 7. Fahrt auf dem krummen Strang von links nach links.

Abb. 8. Fahrt auf dem krummen Strang von rechts nach rechts.

Ist die Weiche nicht vollständig in ihre Endstellung gelangt, so erscheint am Signalkasten ein Störungsbild, derart, daß zu den beiden für gewöhnlich sichtbaren Pfeilen noch ein dritter Pfeil hinzutritt, Abb. 9. Der Beamte sieht dann, daß die Weiche nicht ordnungsmäßig liegt und somit nicht befahren werden darf.

Abb. 10 zeigt die Anordnung des Signalkastens in Verbindung mit den Weichenantrieben. Denkt man sich an Hand der Darstellungen die Vorderfläche des Signalkastens nach hinten niedergeklappt und vergleicht hierzu die durch stark ausgezogene Linien und Pfeile veranschaulichten Fahrrichtungen, so hat man ein getreues Bild eines jeden eingestellten Fahrweges. Die Vorzüge des Einheitssignals leuchten somit auch in betrieblicher Hinsicht ein, da sie darauf berechnet sind, sich dem Gedächtnis der Eisenbahnbetriebsbeamten leicht einzuprägen.

Das Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen ist daher geeignet, zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen durch die Wiedergabe klarer unzweideutiger Signalbilder wesentlich beizutragen. Es bietet außerdem infolge der Vereinfachung wirtschaftliche Vorteile durch Verringerung der Kosten für Beschaffung und Einbau, durch Ersparnis an

Abb. 9. Das mittlere Signalbild zeigt durch einen dritten, weißen Pfeil, daß die Weiche gestört ist.

Bau- und Betriebstoffen bei seiner Erhaltung und Beleuchtung und somit auch durch Ersparnis an Bedienungspersonal.

Das Einheitssignal ist für Neuanlagen allgemein vorgeschrieben. Außerdem soll es nach Möglichkeit bei Änderung der Gleis- und Stellwerkanlagen und bei der Erneuerung von doppelten Kreuzungsweichen verwendet werden, so daß es in absehbarer Zeit an Stelle des bisherigen Weichensignals an der Mehrzahl der doppelten Kreuzungsweichen vorhanden sein wird.

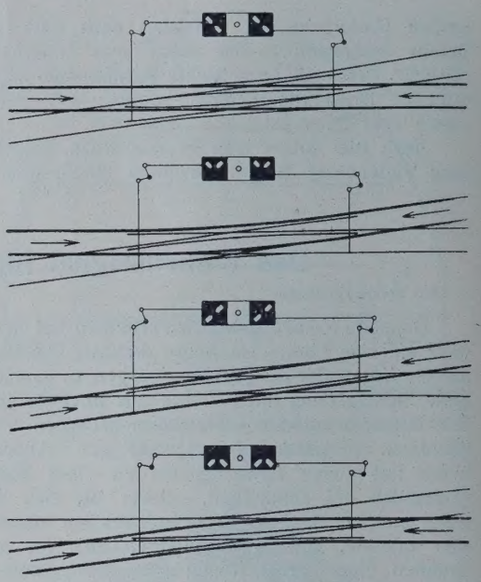


Abb. 10. Einheitssignal in Verbindung mit den Weichenantrieben.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brandbekämpfung in deutschen Turmhäusern.

Von Dr.-Ing. **P. R. Kalaß**, Brandingenieur, Magdeburg.

Nachdem die ersten Turmhäuser in Deutschland erbaut sind — das Marxhaus in Düsseldorf mit etwa 56 m Höhe, das Turmhaus Borsig in Berlin mit 58 m und der Hansahof in Köln mit 65 m Höhe — und weitere bereits geplant sind — das Messehaus in Hamburg, das Rathaus in Düsseldorf, das Hochhaus am Bahnhof Friedrichstraße in Berlin —, wächst ein neues Problem für den Techniker herauf, dessen Lösung von erheblicher Bedeutung ist: die Brandbekämpfung in den Hochhäusern.

Man muß sich vergegenwärtigen, daß der Wasserschutz der städtischen Feuerwehren nur bis zu einer Höhe von etwa 30 m reicht. Es ist ferner zu bedenken, daß die Rettung von Menschen aus größerer Höhe als 25 bis 30 m mit unseren jetzigen Hilfsmitteln nicht mehr durchzuführen ist und daß besonders eine große Gefahr darin besteht, daß das Feuer in den oberen Geschossen eines Turmhauses bei ungünstigen Windverhältnissen das ganze Stadtviertel mit Funken übersprühen und in Brand setzen kann. Den Ernst der Lage beweisen die schrecklichen Brände amerikanischer Hochhäuser, von denen Wendt in der „Feuerwehrtechnischen Zeitschrift" 1916, Heft 13 u. 14, Freitag im „Architectural Engineering", New York 1904 und Nagel in „Brandschäden in den Vereinigten Staaten", Hannover 1912, Beispiele genannt haben.

Der Feuerschutz in den Turmhäusern kann durch verschiedene Maßnahmen bewirkt werden, z. B. durch eine Beschränkung in der Art der Verwendung der Turmhäuser, durch besondere bautechnische, maschinentechnische und betriebliche Vorschriften (vergl. Silomon „Sicherheit in Wolkenkratzern", München 1922, Verlag von Oldenbourg). Die aktive Bekämpfung des Feuers durch Wasser jedoch hat sich bisher als die wirksamste Maßnahme erwiesen.

Inwieweit die vorhandenen städtischen Wasserleitungsanlagen für die Brandbekämpfung in Turmhäusern noch in Frage kommen, soll kurz im folgenden untersucht werden.

Man unterscheidet eine unmittelbare Feuerbekämpfung mit Strahlrohren und eine mittelbare. Die unmittelbare Feuerbekämpfung besteht darin, daß das Wasser mittels eines unmittelbar angeschlossenen Schlauches aus dem Leitungsnetz vermöge des in diesem gebändigten Druckes frei an die Brandstelle geschleudert wird. Der normale Druck im Leitungsnetz ist in den meisten Städten so hoch gehalten, daß er zur unmittelbaren Feuerbekämpfung benutzt werden kann. In selteneren Fällen genügt er nur für die häusliche Wasserversorgung, um erst in einem Brandfalle durch Einschaltung von Verstärkungspumpen (bei unmittelbarem Versorgungspumpsystem) um einige Meter erhöht zu werden. Für eine vierstöckige Bebauung beträgt der normale Leitungsdruck im allgemeinen $H = 25$ bis 30 m. Diese Höhe wird aber von den Wasserstrahlen nicht erreicht werden, da sowohl die Reibungswiderstände des Auslaufrohres des Hydranten, als auch der Widerstand der durchschnittenen Luftschichten vermindernd wirken. Weiter abschwächend wirkt der große Druckverlust in den Hanfschläuchen, der infolge der rauhen Wandungen, ihrer Nachgiebigkeit und Knickbarkeit etwa doppelt so groß ist als der Verlust in gleich weiten eisernen Rohren. So wird z. B. der Druckhöhenverlust einer 5 cm weiten gummierten Schlauchleitung von 100 m Länge 1,5 at betragen, während er in eisernen Rohren 0,8 at bei $v = 2{,}0$ m/Sek. Geschwindigkeit ausmacht (vergl. Tabelle zur Berechnung von Wasserleitungsröhren von Geheimrat J. Brix, Charlottenburg). Bei dem Durchgang des Wassers durch einen 50 m langen Schlauch FEN 106/52 (Feuerwehrnorm) ergibt sich beispielsweise die nutzbare Steighöhe des springenden Strahles auf etwa $s = 25$ (Leitungsdruck) — 1,0 (Verlust durch Strahlrohrauslauf von 20 mm Durchm. und Luftwiderstand nach der Luegerschen Formel $s = \frac{H}{1 + \varphi \cdot H}$) — 8,0 (Verlust im Schlauch) = 16 m.

Die Löschwirkung der unmittelbaren Strahlrohrfeuerbekämpfung reicht demnach, abgesehen von günstigen Sonderfällen, knapp bis zum Fußboden des vierten Stockwerks der Gebäude, deren Hauptgesims im allgemeinen eine Höhe von etwa 20 bis 25 m über Straßenkrone besitzt.

Die mittelbare Feuerbekämpfung besteht darin, daß die Dampf- oder Motorspritzen der Feuerwehr nach Entnahme der erforderlichen Wassermengen aus dem Stadtrohrnetz diese in die geforderte Höhe pressen. Die minutliche Leistung einer kleinen Motorspritze beträgt 300 bis 600 l/Min., einer mittleren 800 bis 1000 l/Min., einer großen 1500 bis 2000 l/Min. (die großen Dampfspritzen der Hamburger Feuerwehr werfen sogar 3000 l/Min.). Die Leistung der einzelnen Strahlrohre beträgt bei rd. 4 at Ausströmungsdruck:

für ein B-Strahlrohr von 18 mm Durchm. 410 l/Min.
" " " " 21 " " 558 "
" " " " 24 " " 730 "
" " " " 28 " " 992 "

Eine Großspritze kann demnach das Wasser für zwei Strahlrohre von 24 oder 28 mm liefern. Die Verwendungsmöglichkeit hochkalibriger Motorspritzen hängt nun von der Kraft der Speisequellen, d. h. namentlich den Rohrweiten des Wasser liefernden Ortsnetzes ab. Bei einer Wassergeschwindigkeit von 2 m/Sek. ergeben sich folgende theoretische Wasserlieferungen, die nach der Formel $F = \frac{Q}{v}$ berechnet wurden:

mm Durchm.	Q l/Sek.	Q l/Min.	mm Durchm.	Q l/Sek.	Q l/Min.
250	98,0	5880	80	10,05	603
300	141,20	8472	100	15,70	942
600	565,40	33924	125	24,50	1470
700	883,50	53010	150	35,50	2130
800	1005,20	60312	175	48,10	2886
1000	1570,80	94248	200	62,80	3768

Hiernach verbraucht die kleine Motorspritze mit einer Leistung von 400 bis 500 l/Min. bei einem Rohr von 100 mm Durchm. bereits die Hälfte der Wasserlieferung, so daß nur noch genügend Druck für einen löschkräftigen Hydrantenstrahl von etwa 400 l/Min. Leistung in der gleichen Rohrstrecke zur Verfügung stehen würde, in der Annahme, daß das Wasser nur von einer Seite her zuströmt. In dem Falle, daß einem 100-mm-Rohr das Wasser von einer Motorspritze von etwa 800 l/Min. Leistung entnommen wird, würden in der gleichen Rohrstrecke andere Motorspritzen überhaupt nicht zur Geltung kommen. In günstigen Fällen, wenn große Rohrdurchmesser von etwa 250 mm Durchm. vorhanden sind,

werden höchstens zwei Großspritzen mit je etwa 2000 l/Min. Leistung mit Wasser versorgt werden können.

Bei dem Fabrikbrande der Sarotti-Aktiengesellschaft in Berlin-Tempelhof am 20. Januar 1922 waren z. B. sieben Großspritzen zur Stelle. Wegen des Wassermangels aber konnten nur drei in Tätigkeit treten, so daß das Feuer nicht gebändigt werden konnte und das gesamte Gebäude ausbrannte. Die Leistung der zwei Großspritzen mit 2000 l/Min. Wasserlieferung entspricht einer Wirksamkeit von etwa acht Strahlrohren von 21 mm Durchm. oder fünf Strahlrohren von 24 mm Durchm. oder vier Strahlrohren von 28 mm Durchm. Nach den Berichten der Berliner Feuerwehr waren teilweise bedeutend mehr Strahlrohre zu gleicher Zeit erforderlich. Günstiger werden die Versorgungsverhältnisse in d m Sonderfall, daß Wasser aus Rohren in Querstraßen, deren Zufluß von anderer unerschöpfter Seite aus stattfindet, entnommen werden kann.

Die von den modernen Motorspritzen erzeugte nutzbare Löschhöhe am Strahlrohr reicht bis rd. 30 m, so daß die Giebel und Dächer sechs- bis siebenstöckiger Häuser gut getroffen und selbst Dächer vier- bis fünfstöckiger Häuser zur Bestreichung von Nachbardachstühlen mühelos übersprungen werden können.

Für Hochhäuser auf kleiner Grundfläche — wie sie bisher in Deutschland erbaut sind und wohl auch nur in Betracht kommen, wird man fordern müssen, daß mindestens zwei bis drei, für Hochhäuser auf größerer Grundfläche — z. B. bei einer Bebauung eines ganzen Baublocks bis zur Turmhaushöhe — mindestens vier bis zehn Kraftspritzen mit einer Leistung von je etwa 2000 l/Min. gleichzeitig erfolgreich eingesetzt werden können. Die Druckkraft dieser Spritzen muß mindestens eine nutzbare Strahlhöhe, gleich der Gesimshöhe, erzeugen können, 60 bis 100 m Höhe entsprechen 15 bis 25 Stockwerken. Um die hohen Druckverluste in den Zuleitungsschläuchen zu vermeiden und diese vor Drucküberlastung zu schützen, empfiehlt sich die Anwendung von sogen. Feuertürmen, d. h. fahrbaren, an Leitern aufzurichtenden Eisenrohren an Stelle von Schläuchen. Die Ersparnis an Verlusthöhe ist bedeutend!

Aus dem Gesagten geht hervor, daß die in unseren Städten vorhandenen Ortsleitungen zur Versorgung von Spritzen für die Brandbekämpfung in Turmhäusern zu schwach sind, z. B. fünf Großspritzen saugen allein 10000 l/Min. Wasser, für deren Herbeileitung bei einer Geschwindigkeit von 2 m/Sek. Rohre von mindestens 350 mm Durchm. erforderlich sind, während die gewöhnlich in den Straßen liegenden Rohrleitungen 90 bis 250 mm Rohrweite besitzen, die starken Hauptrohre dürfen nach den baupolizeilichen Vorschriften nicht unmittelbar angebohrt werden.

In Amerika hat man daher für die Wolkenkratzerbezirke besondere Wasserleitungen gelegt, die obengenannten Anforderungen gerecht werden: die Hochdruckwasserleitungen für Feuerlöschzwecke. Eine solche Anlage auf der Insel Manhattan in New York City beschreibt Edward F. Croker in „The High Pressure Service in New York City", New York 1910. Eine ähnliche Anlage haben wir im Hafenviertel von Düsseldorf zum Schutze der in den Speichern liegenden großen Werte. Eine Beschreibung der Anlage gibt Schlunk in „Wasserversorgung in Brandfällen", München 1908, Jung.

In Deutschland wird es sich jedoch bei der Errichtung von Turmhäusern zunächst nur um einzelne Gebäude dieser Art handeln. Es würde daher unbillig sein, für Einzelgebäude Hochdruckwasserleitungen zu schaffen und deren Kosten der Gesamtheit aufzuerlegen, vielmehr wird es erforderlich sein, die als notwendig bezeichneten Löscheinrichtungen in entsprechendem Umfange auf dem Grundstück des Hochhauses selber zu schaffen — unabhängig von einer öffentlichen Wasserversorgung und unabhängig von dem einseitigen Schutze durch die Feuerwehr.

Bei einer Tätigkeit von zugleich mindestens zwei Großspritzen mit je 2000 l/Min. Leistung ergibt sich ein Wasserbedarf von 4000 l/Min. = 67 l/Sek., das sind ungeheure Wassermengen. Demgegenüber ist der gesamte Haus- und Betriebswasserverbrauch in Turmhäusern erheblich niedriger. Bei einem Entwurf für ein 18stöckiges Turmhaus am Bahnhof Friedrichstraße in Berlin habe ich den insgesamt erforderlichen Haus- und Betriebswasserverbrauch mit 13,3 l/Sek. berechnet; im Wanamaker-House in New York mit seinen 14 Stockwerken sind nach meinen Nachrechnungen 18,8 l/Sek., im 55stöckigen Woolworth-Gebäude 34,2, im 12stöckigen University-Club-House in New York 8,6 l/Sek. erforderlich. Die verlangte Löschwassermenge beträgt im allgemeinen mehr als das Vierfache der Verbrauchszahlen für den regelmäßigen Betrieb. Hieraus geht auch hervor, daß die Feuerschutzversorgung nicht mit der für den gewöhnlichen Bedarf zu kombinieren ist (z. B. Benutzung derselben Wasserquelle, derselben Pumpen, Rohrleitungen, Behälter, lediglich mit besonderen Maßnahmen zur Erreichung von Druckerhöhung), sondern daß eine besondere selbständige Anlage für Feuerlöschzwecke zu errichten ist. Eine Kombinierung käme etwa da in Betracht, wo die Verbrauchszahl für Feuerlöschzwecke nur bis das Dreifache derjenigen für den normalen Wasserbedarf ausmacht.

Eine Menge von rd. 4000 l/Min. kann nicht unmittelbar durch Röhrenbrunnen bereitgestellt werden. Ein Röhrenbrunnen z. B. von 20 cm Durchm.

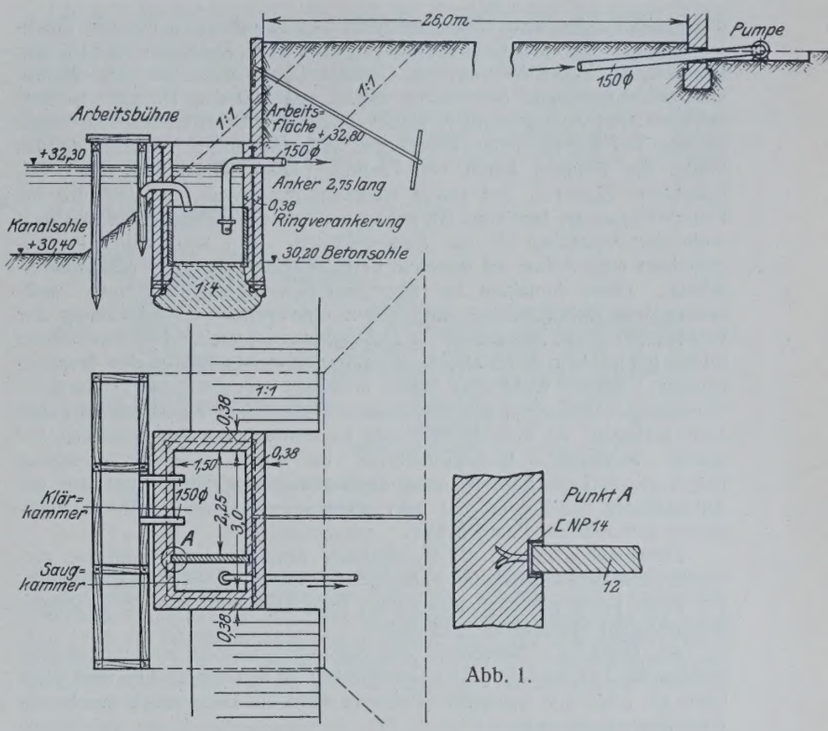


Abb. 1.

liefert in der Mark Brandenburg etwa 8 l/Sek. = 480 l/Min. Es wären demnach erforderlich $\frac{4000}{480} = 9$ Brunnen, und das auf der verhältnismäßig kleinen Grundstückfläche eines einzigen Gebäudes!

Die Lieferung durch Kesselbrunnen ist noch ungünstiger. Nur Oberflächengewässer oder große Behälter sind imstande, die genannten Wassermengen herzugeben. Die günstigste Lösung zur Herbeischaffung der Mengen wird dann gefunden, wenn das Grundstück an ein offenes Gewässer stößt. Abb. 1 zeigt das Beispiel eines Entnahmebrunnens. Schwierigkeiten können allerdings im Winter eintreten, wenn das Oberflächenwasser zufriert. Es ist ferner zu bedenken, daß bei 0° das Wasser aus dem Fluß beim Durchgang durch die Pumpen und die Schläuche an die kalten Eisenteile kommt und hier gefriert. Bei 15° Kälte kann kein Wasser mehr die Spritze in Dienst erhalten. Brunnen und Behälter dagegen bleiben bis zu 8 bis 9° Kälte arbeitsfähig.

Die Größe eines Behälters soll so bemessen werden, daß die Wassermenge etwa 1 Stunde lang ohne fremden Zufluß für die volle Löschtätigkeit ausreicht; das würde bei 4000 l/Min. 240 m³ Fassungsraum ausmachen.

Dieser Behälter muß dann während des Pumpens Zulauf erhalten, und zwar am besten mittels der für den gewöhnlichen Bedarf bestimmten Hauptleitung, sei es nun aus dem städtischen Netz oder aus dem Grundwasser. Einen solchen Behälter im Dachgeschoß des Turmhauses aufzustellen, ist unwirtschaftlich, weil er viel wertvollen Platz fortnimmt und die statischen Verhältnisse des Turmbaues erheblich verschlechtert. Es empfiehlt sich daher, ihn als Erdbehälter auszubilden, derart, daß das Wasser den Feuerlöschpumpen zuläuft, also nicht angesaugt zu werden braucht. Die Lage des Behälters ist am vorteilhaftesten außerhalb des Gebäudes, z. B. auf dem Hofe anzuordnen, um sowohl die Standröhren für die Brandbekämpfung im Innern, als auch die Feuertürme für die Brandbekämpfung von außen aus ihnen speisen und im Betriebsfalle auch die Abnahme und den Zulauf des Inhalts gefahrlos kontrollieren zu können.

Für das Pumpwerk kommen Hochdruck-Zentrifugalpumpen, angetrieben durch Elektromotoren, in Betracht. Zwei Aggregate sind aus Betriebsrücksichten mindestens vorzusehen. Da aber der elektrische Strom versagen kann, wird man statt des einen Elektromotors einen Explosionsmotor wählen. Die höheren Anlagekosten werden durch Ermäßigung der Feuerversicherungsprämien amortisiert werden können. Die Lage der Pumpstation ist auch hier außerhalb des Gebäudes anzuordnen, um bei einem Brande den Gang der Pumpwerke ohne persönliche Gefahr überwachen zu können.

Die Weiterleitung des Feuerschutzwassers in den Gebäuden geschieht durch ein besonderes, wenn auch einfaches Rohrnetz: durch Standrohre. Die lotrechten Steigrohre werden in den Treppenhäusern eingebaut und erhalten in jedem Stockwerk an den Feuerangriffswegen Schlauchanschlüsse. Da aus Sicherheitsgründen im allgemeinen jeder Punkt des Gebäudes höchstens 25 m von einem Treppenhause entfernt liegt, kann mittels nur kurzer Schläuche Wasser überallhin geschleudert werden. Je größer der Durchmesser der Standrohre, um so geringer werden die Reibungshöhenverluste. Die Weite unter 100 mm Durchm. zu wählen, ist

nicht ratsam. Es wird sich empfehlen, bei Turmhäusern bis acht Stockwerken, d. h. bei einer Gesimshöhe von etwa 32 m, Steigrohre von 100 mm Durchm., bis zwölf Stockwerken, Gesimshöhe 48 m, solche von 125 mm Durchm., über zwölf Stockwerke solche von 150 mm Durchm. zu verwenden. Bei den genannten Weiten bilden die Druckverluste nur einen kleinen Teil der statischen Druckhöhe und sind auf die Ausbildung der Stärke der Pumpen kaum von Einfluß. Diese Verhältnisse sind von besonderer Eigenart. Bei einem Wasserleitungssystem, das lediglich für Feuerlöschzwecke bestimmt ist, geben nämlich die Anlagekosten erheblich mehr den Ausschlag als die Betriebskosten. Man wird daher im allgemeinen enge Rohre bei höherem Betriebsdruck wählen (vergl. Sprinklerschutz). Diese Annahme hat aber nur Berechtigung bei einem weitverzweigten Rohrnetz, bei dem schon eine geringe Einschränkung der Profilweiten große Ersparnisse an Materialkosten erzielt. Die Standröhren bilden jedoch kein Rohrnetz, sondern nur Einzelstränge in den Treppenhäusern. Bei der Wahl ihrer Profile muß man bedenken, daß bei kürzeren Strecken die Ersparnis bei der Gesamtkostensumme durch engere Rohre eine geringere ist als die Ersparnis an schwächeren Pumpensätzen bei weitem Rohrprofil. Die Verhältnisse bei einer Ortswasserversorgung liegen so, daß die Betriebskosten ebenso ausschlaggebend sind wie die Anlagekosten des Rohrnetzes; man wählt dort demnach mittlere Rohrprofile und mittlere Pumpensätze.

Zweckmäßig werden die Standröhren, etwa den im Turmhause vorzusehenden Brandabschnitten entsprechend, mit Absperrventilen versehen, um durch Feuer schadhaft gewordene Teile abriegeln und so unnötigen Wasserverlust vermeiden zu können.

Als Druck am Mundstück der Stahlrohre werden erfahrungsgemäß wenigstens 2 at genügen. Der Druckverlust in den Schläuchen wird nicht mehr als 1 bis 2 at betragen. Hiernach kann die Druckstärke des Pumpwerks berechnet werden.

Bei einem 60 m hohen Gebäude betrage beispielsweise die Gesamtleistung der Feuerpumpen 4000 l/Min. Es seien vier Steigrohre vorhanden, so daß auf jedes eine Wassermenge von 1000 l/Min. entfällt. Die Steigrohre haben 150 mm Durchmesser; der Druckverlust in ihnen beträgt dann etwa 4 m. Das Pumpwerk muß also mit einem Druck von etwa 7 (Löschwirkung ab Keller bis zum Dachboden) + 1,5 (Schlauchdruckverlust) + 2,0 (Druck am Mundstück) + 0,4 (Verlust im Steigerohr) = rd. 11 at arbeiten. Die Leistung der Gesamtmaschinenanlage ergibt sich zu $N = \frac{67{,}0 \cdot 110}{75 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}85} = 135$ PS (67,0 entsteht aus $\frac{4000}{60}$).

Über das Zusammenwirken zwischen Pumpstation und Versorgungssystem seien folgende Angaben gemacht:

In dem Falle, daß der Vorratsbehälter auf dem Dachgeschoß des Hochhauses aufgestellt werden muß, drücken die Pumpen das Wasser hinauf, die Standröhren enden im Behälter, so daß das Wasser unter natürlichem Druck den Steigröhren entnommen werden kann. Fast alle amerikanischen Wolkenkratzer werden nach dieser Art geschützt. Abgesehen von den bereits oben genannten Nachteilen der Hochbehälter-

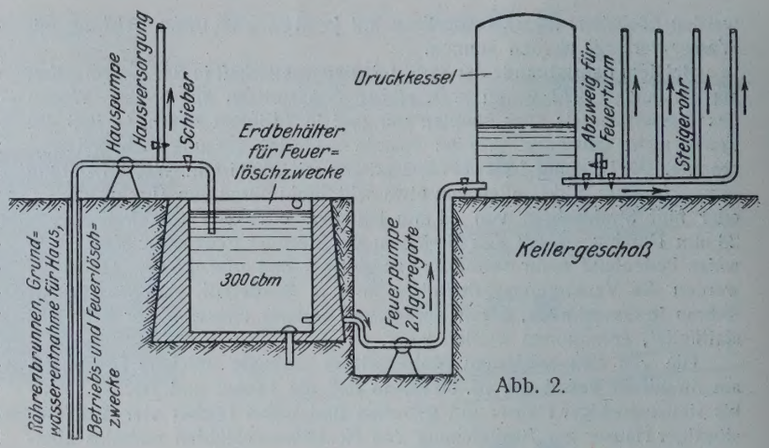


Abb. 2.

versorgung besteht ein weiterer Nachteil darin, daß in dem Geschoß unmittelbar unter dem Behälter der Druck zu schwach, die Löschwirkung daher ungenügend wird. Besondere Druckerhöhungsmaßnahmen bei Hochbehältern sind vergl. Dipl.-Ing. Immerschütt, „Feuerwehrtechnische Zeitschrift" 1920, Heft 3/4, unwirtschaftlich und umständlich. Außerdem wird die Überwachung und Pflege eines solchen Behälters wegen seiner abgelegenen Lage nicht sorgfältig genug durchgeführt werden. Ein besseres System ist das unmittelbare Pumpsystem. Die Pumpen saugen das Wasser aus dem Erdbehälter und drücken es unmittelbar in das Steigrohrnetz. Es sind hierbei nur Zentrifugalpumpen möglich, deren Leistung sich dem jeweils im Netz herrschenden Druck anpassen kann. Allerdings werden infolge unregelmäßiger Entnahme heftige Stöße und Erschütterungen der Rohre, Pumpen und Armaturen entstehen, die die Lebensdauer beeinträchtigen und die Sicherheit der Anschlußschläuche gefährden können.

Die günstigste Versorgung wird die Belieferung der Rohre mittels eines unmittelbar hinter der Pumpe eingeschalteten Druckwindkessels sein. Die Druckschläge nimmt sodann in federnder Weise der Druckkessel auf. Die Überwachung ist leicht, denn Erdwasserbehälter, Elektromotoren, Hochdruck-Zentrifugalpumpen und Druckwindkessel können in einem einzigen Raume, im Keller unter dem Hofe, untergebracht werden. Die Aufstellung des Druckkessels in oberen Geschossen hat den Nachteil der Raumvergeudung und der schlechten Betriebsübersicht. Abb. 2 zeigt das Schema einer zweckmäßigen Feuerschutzanlage für Turmhäuser.

Es ist wichtig, daß auch der Hydrophor aus Sicherheitsgründen in zwei Aggregaten vorhanden ist.

Mit einer in dieser Art ausgeführten Brandbekämpfungs-Anlage läßt sich zweifellos sogar ein wesentlich fortgeschrittenes Großfeuer in Turmhäusern erfolgreich niederschlagen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. ing. Dr. jur. Randzio: Schildvortrieb mit Preßluft beim Bau des Sulgenbachstollens in Bern. — Otto Graf: Die Siebprobe, die Setzprobe, die Ausbreitprobe (Fließ- oder Rüttelprobe) und ihre Anwendung. — Dr. techn. Ing. Alfred Habel: Rahmenberechnung bei räumlichem Kraftangriff. — Professor E. Suenson: Die Querkräfte in der Platte der T-Balken.

Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 21. Mai 1926 betr. Kennzeichnung hochwertigen Baustahls St 48. (II II Nr. 297.)

Die von der Reichsbahn-Hauptverwaltung mit Verfügung 82 D 877 vom 26. Januar 1926 bekanntgegebenen erleichternden Bestimmungen zur Kennzeichnung von St 48 [1]) können bis auf weiteres bei der Ausführung von Hochbauten nicht zugestanden werden. Es muß vielmehr bei der unter Abschnitt A, Ziff. 3b der Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw.[2]) geforderten Kennzeichnung im allgemeinen verbleiben. Im Interesse der leidenden Bauwirtschaft kann aber bei solchen Bauten, bei denen außer hochwertigem Baustahl (St 48) keine geringerwertigen eisernen Bauglieder verwendet werden, wo also die Gefahren von Verwechslungen und Irrtümer ausgeschlossen sind, eine Ausnahme von der vorgenannten Vorschrift im Sinne der Ziff. 6 des Schreibens der Reichsbahn-Hauptverwaltung bis zum Gelingen der unter Ziff. 7 genannten Versuche gemacht werden. Solche Ausnahmen können auf besonderen Antrag von Fall zu Fall erteilt werden, wobei die Baupolizeibehörden den unter A 3a der Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. geforderten Abnahmen der für den Bau zu verwendenden Bauglieder aus St 48 und ihrer Güte besondere Beachtung zuzuwenden haben. In allen solchen Fällen haben sie die Bescheinigungen über die Abnahme und die Gewährleistungen, die von erfahrenen Fachleuten auszustellen sind, zu verlangen. Zweckmäßig werden mit den Abnahmen die mit solchen Arbeiten erfahrenen Beamten der Abnahmeämter, die dem Eisenbahn-Zentralamt unterstellt sind, betraut, womit sich die Hauptverwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft einverstanden erklärt hat.

In Vertretung
(gez.) Schleich.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 6. — [2]) Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, 1925. Die Schriftleitung.

Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, vom 18. Juni 1926 — 82 D 4049 II. Ang. — **betreffend Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl (St 48).**

Auf Grund eingehender Versuche ordnen wir hiermit an, daß die Setzköpfe der Niete aus hochwertigem Baustahl künftig abgeflacht werden und das erhabene H auf der Abflachung angebracht wird. Um unbedingt sicher zu gehen, daß das H beim Schlagen der Niete nicht verschwindet, sind die Gegenhalter an der Stelle, die dem H gegenüberliegt, mit einer Vertiefung zu versehen.

Bei Absatz V. d) der „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St 48" ist handschriftlich auf diese Verfügung hinzuweisen.

Kalktagung Breslau.[1]) Am 1. Juni fand anläßlich der Wanderausstellung der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft die 36. Hauptversammlung des Vereins Deutscher Kalkwerke unter dem Vorsitz des Direktors Dr.-Ing. ehr. H. Schlüter statt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 22, S. 323.

Direktor R. Alves (Hannover) führte aus, daß die Kalkindustrie gern den Landwirten in bezug auf die Kalkdüngemittel einen bestimmten Gehalt und eine bestimmte Mahlfeinheit gewährleisten wolle und sich deshalb mit den Vorschlägen des Unterausschusses für Normung von Kalkdüngemitteln einverstanden erklärt habe, an denen Geheimrat Tacke (Bremen) vom Verbande Landwirtschaftlicher Versuchsstationen im Deutschen Reiche und Prof. Neubauer (Dresden) von der Staatl. Landwirtschaftlichen Versuchsanstalt Dresden mitgearbeitet haben. Direktor Dr.-Ing. ehr. J. Schimpf (Magdeburg) berichtete über eindeutige Kalkbenennungen. Die Anwendung der Bezeichnung „Ätzkalk" soll wegen ihrer Vieldeutigkeit eingeschränkt werden. Eine Umfrage bei maßgebenden Personen und Dienststellen hat ergeben, daß die Bezeichnung „Ätzkalk" fast allgemein abgelehnt wird; statt dessen soll von gelöschtem Kalk und von gebranntem Kalk oder kürzer von „Löschkalk" und „Branntkalk" oder „Glühkalk" gesprochen werden. Die Ausführungen fanden die Zustimmung der Versammlung.

Dr. Gehring (Braunschweig) sprach über „Neuere Anschauungen über die Kalkbedürftigkeit des Bodens nach Versuchen der Landwirtschaftlichen Versuchsstation Braunschweig", insbesondere über Kalkdüngungsversuche, die eine bedeutende Wirkung des Kalkes ergaben.

Der Ernährungsphysiologe Ragnar Berg behandelte „Die biologische Bedeutung des Kalkes für den Menschen". Der Schriftsteller Raoul H. Francé (Salzburg) endlich brachte in einem Lichtbildervortrage den Kreislauf des Kalkes — aus dem Meerwasser zur Ablagerung als Kalkstein, vom Abbau im Kalksteinbruch als Düngemittel auf den Acker, von dort in die menschliche Nahrung und schließlich als Ausscheidung wieder in den Boden — zur Anschauung.

Am 2. Juni fand die 10. Gesellschafterversammlung des Deutschen Kalk-Bundes statt; die dort gehaltenen Vorträge betrafen im wesentlichen wirtschaftliche Gegenstände.

Modellversuche für Gestaltung und Kolkabwehr bei Wehren. Im März 1925 brachte ein Hochwasser, in seiner Einwirkung noch durch sehr bedeutende Triftholzmengen verstärkt, das 45,5 m breite Überfallwehr des Elektrizitätswerkes der Stadtgemeinde Bruck a. d. Mur zum Einsturz.

Vor Beginn der schwierigen Wiederherstellungsarbeiten führte Dr. techn. A. Schoklitsch, Graz, zur Ermittlung des günstigsten Querschnittes des festen Wehrkörpers sowie der zweckmäßigsten Abmessung und Stellung einer Kolkabwehr genaue Modellversuche durch, über die Dr. Paul Rosenberg in Heft 5 der Österreichischen „Wasserwirtschaft" berichtet. Bei diesen Modellversuchen zeigte sich, daß die mit abgetrepptem Wehrrücken anfänglich angenommene Form (Abb. 1 a) nicht zweckmäßig ist, da alle größeren Wassermengen die Stufen überspringen, der Raum unter dem Überfallstrahle jedoch von einer Wirbelwalze erfüllt blieb, die aus ihm das Geschiebe herauszog und die Stufe verlandete. Die Form dieser Anlandung gab aber den Hinweis auf die zweckmäßigste Gestalt des Wehrrückens, bei der die Wirbelwalze aus dem Bereiche des festen Wehrkörpers rückt.

Bezüglich des Schußbodens bewegten sich die Untersuchungen nach zweierlei Richtung: einerseits unter Belassung eines Spaltes zwischen Wehr und Tafelanfang, behufs Erzielung einer Saugwirkung, anderseits bei festem Anschlusse der Tafel an den Wehrkörper. Die erstgenannte Anordnung erwies sich als minder günstig, weil durch den Spalt anfänglich schon verhältnismäßig bedeutende Mengen an Geschiebe durchfielen und den Schlitz zufüllten (Abb. 1 b). Dagegen bewirkte die festanliegende Tafel zunächst eine Verlandung des Kolkes im Bereiche der unteren Zinken, während in die oberen, vom Überfallstrahle übersprungenen Zwischenräume das Geschiebe durch eine Wirbelwalze zurückbefördert wurde, die sich zwischen Stufe, Kolkabwehr und Überfallstrahl ausbildete und hier zu Boden sank, bis schließlich auch der unter dem nicht durchbrochenen Teile der Tafel liegende Kolk infolge der Einwirkung schwächerer, flußabwärts gerichteter Strömungen vollkommen verlandete (Abb. 1 c).

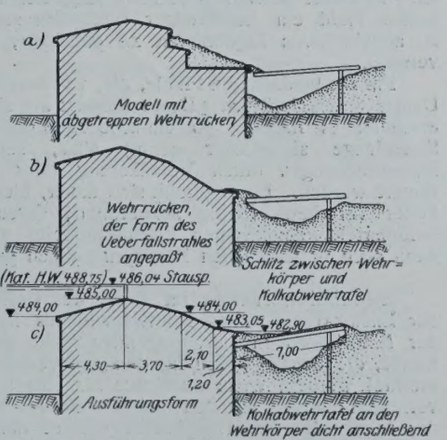


Abb. 1. Modellversuche von Schoklitsch.

Die in Rücksicht auf das in großen Mengen vor das Brucker Wehr gelangende Treibholz von Dr. Schoklitsch weiter angestellten Versuche zeigten, daß bei zu geringer Neigung der Kolkabwehrtafel das Holz in die über ihr liegende Deckwalze geriet und heftig stoßende Drehbewegungen ausführte. Mit entsprechender Hebung des unteren Tafelendes wurde die Deckwalze aus dem Bereiche der Kolkabwehr entfernt, so daß dann das herabtreibende Holz das ganze Wehrgebiet hindernislos und ohne Drehbewegungen durchläuft.

Bei der Grundrißanordnung des neuen Wehres werden die zwei rechtsufrigen Schützfelder mit je 10,75 m lichter Breite beibehalten; die Hauptöffnung jedoch mittels eines 22 m breiten Schützes verschlossen; die Abmessungen der Floßgasse und des Grundablasses bleiben ungeändert.

In der Ausführung (Abb. 2) wird die Baugrube auf die ganze Wehrbreite beiderseits mit verlorenen Larssenwänden umschlossen, die gleichzeitig einen weiteren Schutz des Wehrkörpers gegen Unterwaschungen bilden. Der alte Wehrkörper bleibt in seinem inneren Teile erhalten und wird nur mit einer ausreichend starken Betonhülle umgeben, deren Oberfläche einen leicht auswechselbaren Bohlenbelag erhält. Zur Verwendung gelangten 5 bis 7 m lange Larsseneisen Profil II in Hartstahl mit einem Gewichte von 49 kg/lfd. m Bohle, im ganzen rd. 270 Stück mit einer

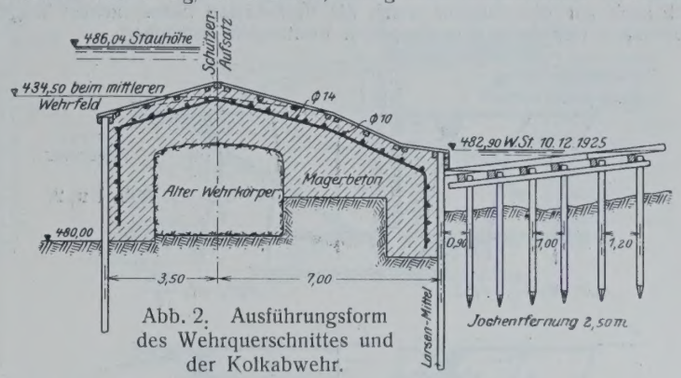


Abb. 2. Ausführungsform des Wehrquerschnittes und der Kolkabwehr.

wirksamen Rammfläche von etwa 620 m². Die Rammung der meist zu Doppelbohlen zusammengefaßten Elemente mittels einer unmittelbar wirkenden Dampframme mit 1000 kg Bärgewicht erforderte nur die kurze Zeit vom 17. Dezember 1925 bis 4. Januar 1926 für die vordere Wand und die Zeit vom 8. bis 20. Januar d. J. für die rückwärtige Wand, trotz des sehr schweren, mit großen Findlingen, Betonblöcken des alten zerstörten Wehres usw. durchsetzten Schotterbodens und trotz der Verminderung der Leistungsfähigkeit der Dampframme infolge anhaltender, starker Fröste.

Erddruck gegen Uferbollwerke. Ein auf natürlicher oder geschütteter Böschung gebautes Bollwerk wird durch Erddruck in derselben Weise beansprucht wie eine massive Stützmauer. Nicht immer wird das jedoch gebührend berücksichtigt, und der im Oktober 1924 vorgekommene Einsturz des Uferbollwerkes im Hafen von Lyttleton, Auckland, hat erneut Veranlassung gegeben, den Gegenstand eingehend zu untersuchen; A. M. Hamilton von der Neuseeland-Universität berichtet darüber im Märzheft 1926 von „Dock and Harbour Authority":

Jede Aufschüttung im Trockenen setzt sich im Laufe der Zeit mehr oder weniger: am stärksten Ton- und Humuserde, am wenigsten Kies und Steine. Im Wasser sind diese Setzungen noch stärker, und bisweilen kommt die Schüttung überhaupt nicht völlig zur Ruhe; namentlich bei den erstgenannten Erdarten und bei schlammigem Grunde können dann recht gefährliche Rutschungen auftreten. Diese Gefahr wird besonders dort groß, wo in der Nähe Erschütterungen und Stöße auftreten infolge von Eisenbahn- oder Lastwagenverkehr, Ramm-, Spreng- oder Baggerarbeiten. In solchen Fällen wird auch lange nach der Vollendung die Schüttung wieder in Bewegung geraten, mag sie noch so gut angelegt und ihr Material noch so einwandfrei sein.

Baut man daher auf einem geschütteten Hafen- oder Uferdamm ein Bollwerk, ohne die erwähnten Erscheinungen zu berücksichtigen, so ist das außerordentlich gefährlich wegen der Rammwirkungen. Ferner werden häufig Baggerarbeiten in Häfen ausgeführt, um die Fahrrinne auf der erforderlichen Tiefe zu erhalten; ebenso tritt hier der schädigende Einfluß der Schiffschrauben auf, die fortwährende Veränderungen der Uferböschungen der Hafensohle zur Folge haben.

Das alte, zu Anfang der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts als östlicher Abschluß des Hafens von Lyttleton gebaute hölzerne Uferbollwerk stand auf einem aus Stein und grobem Geröll geschütteten Damm und hatte seither dem schnell zunehmenden Eisenbahn- und Frachtverkehr ohne Schaden standgehalten, bis es 1923 durch eine Eisenkonstruktion ersetzt wurde. Das neue, völlig gerade verlaufende Bollwerk war 205 m lang, 18,30 m breit und bot Raum für fünf Gleise von 1,06 m Spur und drei 5-t-Krane; ein 50-t-Kran war in Bollwerkmitte auf einem besonderen Eisenbetongerüst aufgestellt.

Bei der Ausführung wurde die Front besonders sorgfältig eingefluchtet und mit Marken versehen, die dauernd beobachtet und mit dem Theodolithen nachgemessen wurden. Nach etwa zwei Monaten wurde ein Ausweichen nach der Seeseite festgestellt, das zunächst etwa 1 Zoll betrug und sich ständig vergrößerte. Durch starke Verankerung gegen schwerere rückwärtige Ankerblöcke wurde eine weitere Vorwärtsbewegung verhindert.

Die sorgfältige Untersuchung des Bollwerkes und der Aufschüttung ergab, daß die größte Vorwärtsbewegung der Pfähle — innerhalb weniger Monate bis zu 4 Zoll — sich dort fand, wo die Böschung am höchsten war, die Pfähle folglich am tiefsten in der Schüttung standen. Ferner hatten sich die mittleren Gleise auf der ganzen Länge auf etwa 18 Zoll gegen die äußeren gesenkt, und es war festzustellen, daß diese beträchtliche Setzung erst nach Inbetriebnahme der Gleise eingetreten war.

Sämtliche Bewegungen ließen allmählich nach, als beim Fortschreiten der Arbeit die Rammungen seltener wurden oder sich mehr verteilten. Sie haben jedenfalls gezeigt, daß auch ein 40 Jahre alter geschütteter Uferdamm unter dem Einfluß von Erschütterungen durch Rammung und rollende Lasten wieder ins Rutschen kommen kann. Die Gefahr solcher

Bewegung für ein gehörig verankertes und verstrebtes, womöglich mit Eisen verstärktes hölzernes Bollwerk ist wegen seiner hohen Elastizität gering. Bei Eisenbetonausführungen liegt der Fall jedoch erheblich anders: Wenn sie auch kaum sofort einstürzen werden, so werden doch an den Pfählen — namentlich an den Verbindungsstellen mit der übrigen Konstruktion — Risse auftreten, so daß die Bewehrung der Zerstörung durch das Seewasser ausgesetzt ist. Zufolge der monolithischen Eigenart des ganzen Bauwerkes werden ferner die Biegungsbeanspruchungen der Pfähle sich auch auf die ohnehin durch die Verkehrslast beanspruchten Träger übertragen und diese dem doppelten Kraftangriff nachgeben.

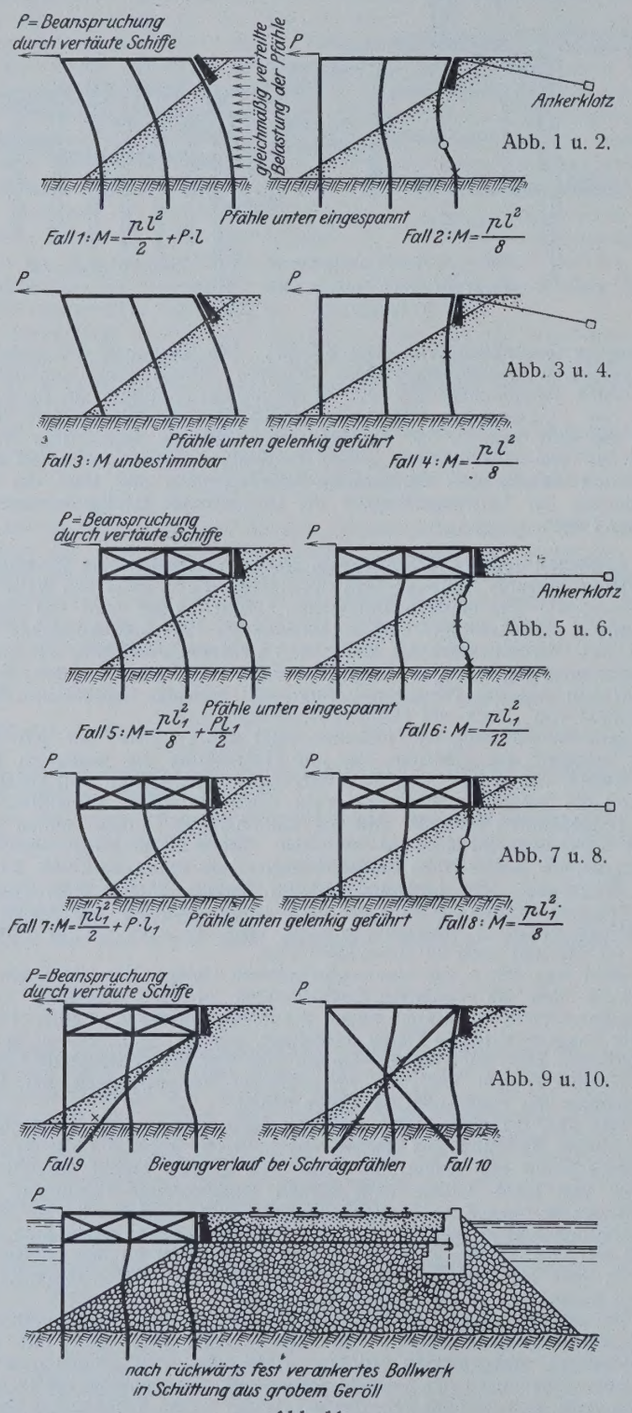


Abb. 11.

Der durch die Rutscherscheinungen erzeugte Erddruck wird überdies noch verstärkt durch die kleine Stützmauer, die häufig an der Rückseite des Bollwerkes zum Abschluß errichtet wird: Der Druck der Hinterfüllung auf die Rückseite, die Erschütterungen des nachgiebigen Untergrundes, alles wirkt zusammen, um auch diese Stützmauer nach vorn und gegen das Bollwerk zu drücken.

Bei den Untersuchungen in Lyttleton hat Hamilton die auftretenden Druck- und Biegungserscheinungen und das Verhalten der verschiedenen Bollwerkstypen gegen den durch rutschende Dammschüttung erzeugten Erddruck bildlich dargestellt (Abb. 1 bis 11). Von den Pfählen hat insbesondere der hinterste als der am stärksten beanspruchte zu gelten, obwohl gerade er fehlerhafterweise oft kürzer und schwächer gehalten wird als die vorderen. Abb. 1 bis 4 u. 10 verstehen sich für hölzerne Bollwerke ohne Verstrebungen, denn die bei Holzverbänden unvermeidlichen Zapfen- und Bolzenlöcher und dergl. sind ebenso viele Angriffspunkte für die Bohrmuschel, gefährden also die Lebensdauer des Werkes. Bei den angegebenen Momentenwerten bedeutet p die als gleichmäßig verteilt gedachte Belastung der Pfähle. Nach der Rankineschen Theorie ist zwar der Erddruck auf sie proportional der Tiefe; da jedoch die Bewegung des Bodens am oberen Ende des Dammes am stärksten ist, so dürften die Annahmen hinreichend genau sein. Zu dem Erddruck tritt noch die senkrecht zum Bollwerk wirkende Beanspruchung durch das Stoßen und Zerren der Schiffe an der Vertäuung, die — z. B. unter dem Einfluß des Windes — sehr erheblich werden kann. Ist das Bollwerk rückwärts verankert, so werden die letzteren Beanspruchungen unmittelbar auf die Ankerblöcke übertragen und vermehren die durch den Erddruck hervorgerufenen Biegungsspannungen der Pfähle nicht. Fehlt die Verankerung, so darf man für die Pfahlbeanspruchung als resultierendes Moment aus Schiffszerrungen und Erddruck die algebraische Summe der beiden einzelnen Momente annehmen. Wegen der Verstrebung der Pfähle lassen sich diese als am Ende fest eingespannt auffassen, ebenso dürfen sie am unteren Ende als eingespannt gelten, wenn sie genügend tief in festen Baugrund gerammt sind; andernfalls ist gelenkige Führung anzunehmen.

Die Abb. 1 bis 11 geben wohl alle möglichen Beanspruchungsfälle wieder: Das kleinste Moment tritt offenbar bei dem Fall nach Abb. 6 auf, indem Verstrebung des Bollwerkes, tiefgerammte Pfähle und rückwärtige Verankerung vorhanden sind. Bei Fall 9 ist die Verankerung ersetzt durch einen auf Druck beanspruchten Schrägpfahl, der in demselben Sinne wirkt; das ihn beanspruchende Biegungsmoment infolge Erddruckes wird durch sein Eigengewicht ausgeglichen. Der Schrägpfahl in Abb. 10 kann zwar nicht als ein Ersatz für Verankerung angesehen werden, wirkt jedoch als Versteifung gegen die Schiffszerrungen. Abb. 11 endlich zeigt, wie ein Bollwerk gegen eine Ufermauer zu verankern ist, um sein Setzen und die daraus entstehenden Biegungsmomente möglichst zu beschränken.

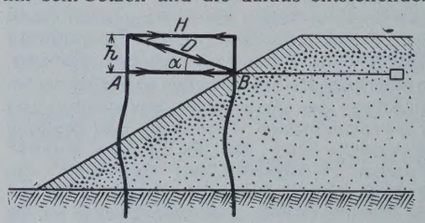


Abb. 12.

Die Verstrebung des Bollwerkes (Abb. 5 bis 9 u. 11) muß stark genug sein, um die Biegungsmomente aller beanspruchten Pfähle aufzunehmen; sie wirkt mit diesen zusammen, also durchaus nach Art eines Rahmentragwerkes. Bezeichnen in dem einfachen Beispiel nach Abb. 12

D die Spannungen in den Schrägstreben,
H die Spannungen in den wagerechten Streben,
M das Biegungsmoment der Pfähle A und B, dann ist

$$M = H\,h = \frac{D\,h\cos\alpha}{2}.$$

Den auf die Pfähle wirkenden Druck genau zu bestimmen, ist unmöglich. Es wird kaum zwei gleiche Beanspruchungsfälle geben, die Abbildungen sollen daher nur ein ungefähres Bild des bei den üblichsten Bollwerkformen auftretenden Spannungsverlaufes geben. Auch die Rankinesche Erddrucktheorie ist nicht unmittelbar übertragbar, denn das Bodenmaterial wird in seiner Bewegung ja nicht aufgehalten, obschon sich meist hinter jedem Pfahl ein keilförmiger Erdhaufen aufstauen wird. Um darüber zu annehmbaren Ergebnissen zu gelangen, empfiehlt sich der Modellversuch.

Für die landseitigen Pfähle, die, wie bereits bemerkt, auf geschüttetem Damm durchschnittlicher Beschaffenheit am stärksten beansprucht werden, erscheint es fraglich, ob einfache Eisenbetonpfähle von 35 bis 40 cm Seitenlänge standsicher genug sind, selbst wenn die Biegungsbeanspruchungen durch Verankerung oder Verstrebung möglichst verringert werden. Es empfiehlt sich daher, hier zwei bis drei mit Nut und Feder versehene Pfähle anzuordnen, deren Köpfe durch einen aufbetonierten gemeinsamen Eisenbetonholm verbunden werden, und die dann auch beträchtlichen Beanspruchungen gewachsen sind. Kittel.

Eisenbetonbrücken im Zuge der italienischen Autostraße. Mit der Entwicklung seines Kraftwagenbaues hat Italien auch das Problem der Autostraßen in hervorragender Weise gelöst. Die erste italienische Straße, die ausschließlich für den Autoverkehr bestimmt ist, ist nunmehr eröffnet worden, wenn auch nur für einzelne Teilstrecken. Die Straße verbindet Mailand mit den oberitalienischen Seen, die für die Hauptstadt der Lombardei das Hauptausflugsgebiet darstellen, und hat, wie verschiedentlich angestellte Zählungen ergeben haben, einen sehr großen Verkehr zu bewältigen. (Auf den in Betrieb stehenden Strecken zählte man bis zu 700 Autos täglich.) Beim Bau dieser Autostraße waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Lange geradlinige Strecken,
2. große Krümmungshalbmesser,
3. bedeutende Breiten, um gute Überholungsmöglichkeiten zu schaffen,
4. glatter, gleichförmiger, staub- und schmutzfreier Straßengrund,
5. Meidung von Ortschaften,
6. keine Prellsteine, Schotterhaufen oder ähnliche Hindernisse und
7. Benzinstationen und Ausbesserungswerkstätten entlang der Straße.

Im Zuge dieser Autostraße wurden von der Firma Panzeri u. Rossi in Mailand verschiedene Straßenbrücken ausgeführt, die nachstehend kurz behandelt werden sollen.

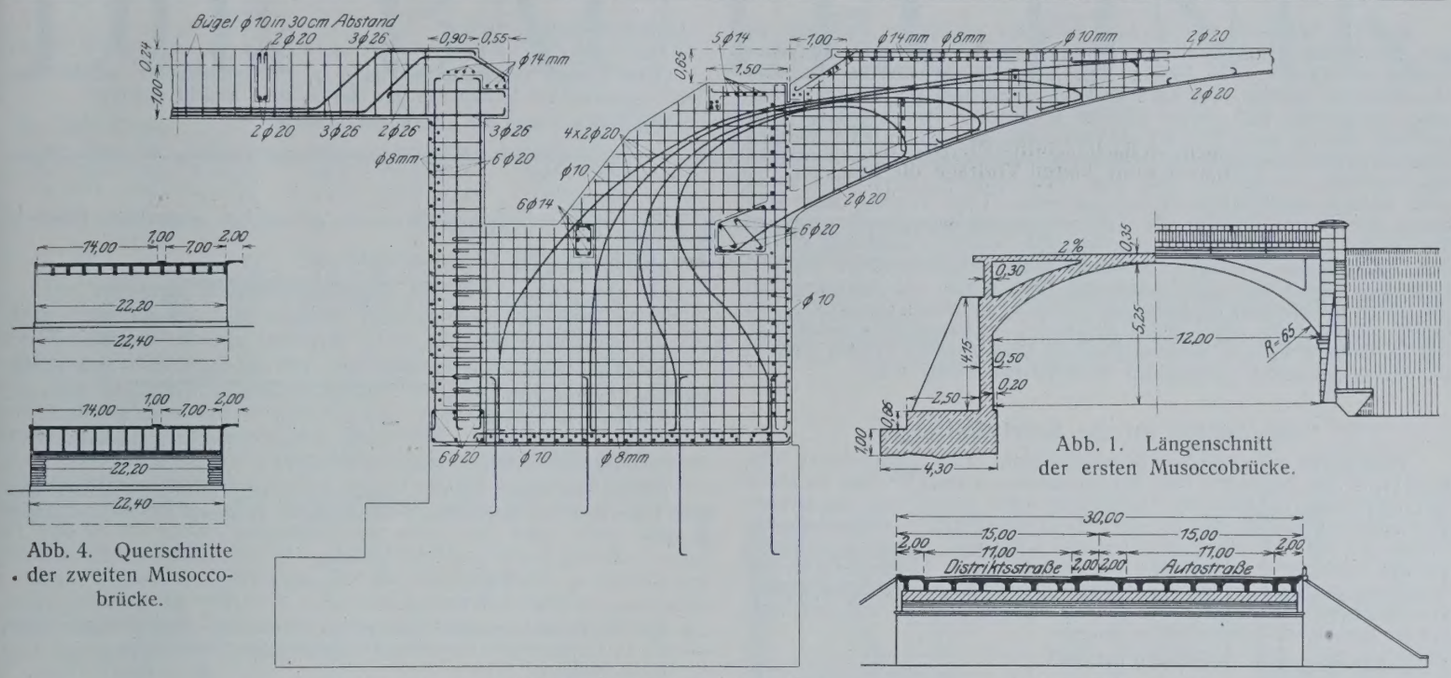


Abb. 4. Querschnitte der zweiten Musoccobrücke.

Abb. 5. Einzelheit der Bewehrung eines Endpfeilers mit den Anschlüssen an die Bogen- und Balkenöffnung.

Abb. 1. Längenschnitt der ersten Musoccobrücke.

Abb. 2. Querschnitt der ersten Musoccobrücke.

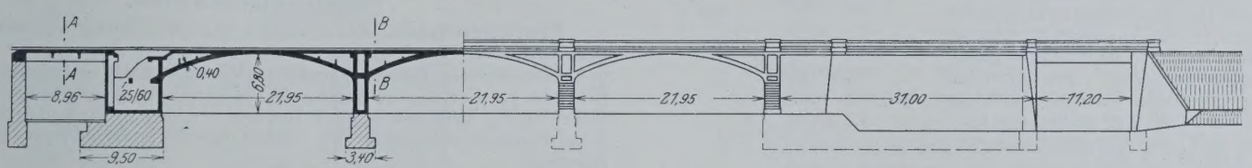


Abb. 3. Längenschnitt der Brücke über den Bahnhof von Musocco.

Zunächst seien die beiden Brücken bei Vergiate erwähnt, deren eine als durchlaufender Balkenträger über drei Öffnungen ausgeführt ist, während die zweite als Bogenbrücke mit halbsteifer Bewehrung nach Bauweise Prof. Baroni und Ing. Luling ausgeführt ist.

Die erste Brücke hat eine Gesamtlänge von 51,60 m bei einer Straßenbreite von 11,0 m. Die zweite Brücke hat eine Spannweite von 11,20 m. Die Flügelmauern sind in Eisenbeton hergestellt, und zwar wurden die Stirnmauern aus senkrechten Eisenbetonplatten gebildet, die sich zwischen Rippen von vieleckiger Form spannen. In den Stirnwänden sind große Aussparungen angeordnet, um die Wirkung des Erddruckes zu verkleinern. Unter sich sind die beiden Stirnwände durch eine vierfache Reihe rechtwinkliger Eisenbetonbalken verbunden, die zwischen den Rippen verankert sind. Dieses Bauwerk, das 220 m² Grundfläche hat, ist auf eine 40 cm starke Eisenbetonplatte gegründet.

Beide Brücken haben für 1 m² Grundfläche dieselbe Betonmenge von 3 m³ erfordert.

Weiter wären noch die Brücken von Musocco zu nennen: Die Brücke über die Montemartinistraße, die bei einer Spannweite von 12 m eine Straßenbreite von 30 m aufweist (Abb. 1 u. 2), und die Brücke über das Bahnhofgelände in Musocco.

Die erste Musoccobrücke (Abb. 1) ähnelt sehr der zweiten Vergiatebrücke, anmentlich hinsichtlich der Ausbildung des Widerlagers, das aus einer 50 cm starken Platte besteht, die in Abständen von 1,96 m durch bewehrte Rippen verstärkt wird.

Das bedeutendste Bauwerk des Straßenzuges ist ohne Zweifel die Brücke über das Bahnhofgelände von Musocco, die die Gleise unter einem Winkel von 116° 49′ schneidet. Diese Brücke besteht aus drei schiefen Gewölben von je 21,95 m l. W. und 2,80 m Pfeilhöhe. An diese drei Öffnungen schließen links und rechts je eine Öffnung, die mit Eisenbetonbalken überbrückt sind (Abb. 3).

Die Gewölbe haben durchweg eine Dicke von 0,40 m und sind mit der Fahrbahndecke und den Brückenstirnseiten durch 20 cm starke Längs- und Querrippen miteinander verbunden (Abb. 3 u. 4). Auch die 1,70 m starken Pfeiler sind mit 40 cm starken Eisenbetonschutzmauern versehen, die unter sich durch 25 cm starke Zwischenwände in 2,08 m Achsabstand (entsprechend der Längsbalkeneinteilung) verbunden sind. Die Endwiderlager (Abb. 5) sind ebenfalls aus einem System von Eisenbetonplatten und Balken hergestellt und übertragen die Auflagerdrücke mittels einer kräftigen Platte auf einen mächtigen Betonblock, dessen Gründungssohle 4,0 m unter dem Bahnhofgelände liegt.

Die Einzelheiten dieses Bauwerkes, das mit Rücksicht auf den starken Bahnverkehr in der kurzen Zeit von 70 Tagen hergestellt wurde, ersieht man aus Abb. 3 bis 5.

Der Berechnung aller dieser Brücken wurden nachstehende Belastungsannahmen zugrunde gelegt:

a) für die Autostraße ein Triebwagen von 30 t und nachfolgende Anhänger mit 10 t Achsdruck;
b) für die Distriktstraße zwei Sprengwagen für 10 m³ Inhalt und 21 t Gesamtlast, die sich gleichmäßig auf die beiden Achsen verteilt.

Die dynamischen Wirkungen wurden mit einem Stoßzuschlage von 25 % in Rechnung gesetzt. Dipl.-Ing. F. Falschlunger.

Technische Hochschule Aachen. Zum Rektor der Technischen Hochschule Aachen für die Amtszeit vom 1. Juli 1926 bis Ende Juni 1928 ist der ordentliche Professor Dr.-Ing. Wentzel ernannt worden.

Im Spritzbetonverfahren hergestellte Spundwände sind nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 22. April 1926 in großem Umfange bei Palm Beach an der Küste von Florida verwendet worden.

Wie aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich ist, haben die Eisenbetonspundbohlen in ihrer Bauart viel Ähnlichkeit mit derjenigen der „United States"-Eisenspundwand[1]) und sind — bei einer Höhe von 1,80 m — rd. 1,50 m breit. Beim Versetzen wird in die runde Öffnung der Knäufe ein $1^1/_2$″ (38 mm) dickes Eisenrohr eingeführt und in dieses ein unten zugespitztes $1^3/_8$″ (35 mm) starkes

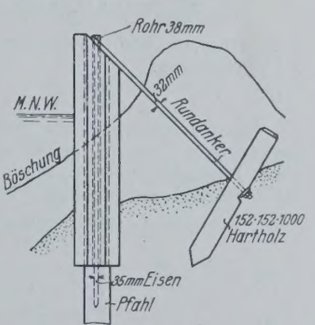


Abb. 3.

Abb. 1.

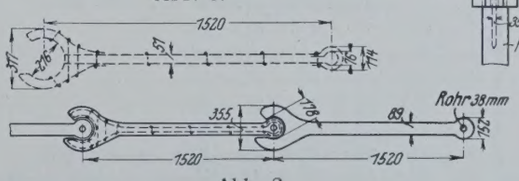


Abb. 2.

Rundeisen getrieben. Dieses Rundeisen reicht weit genug in den Baugrund, bei Betonfundamenten in diese oder, wo es notwendig ist, in zum Zweck einer festeren Gründung vorher gerammte Betonpfähle hinein.

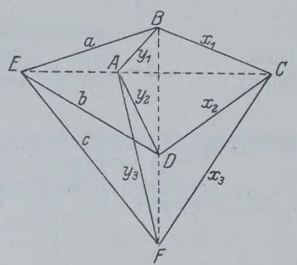
Vor Beginn der Hinterfüllung wurden nach Abb. 3 etwa 1 m lange Hartholzpfähle von 15 × 15 cm Querschnitt schräg in den Boden getrieben, und das Kopfende der Spundwand wurde durch ein $1^1/_4$″ (32 mm) starkes Rundeisen dagegen verankert. Ki.

[1]) Vergl. Schonnopp: Eiserne Spundwände, „Die Bautechnik" 1926, Heft 6, S. 74, Abb. 13 u. 13a.

Prof. H. Weihe †. Am 6. Juni starb der ordentliche Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin, Reg.-Baumstr. a. D. Hermann Weihe im Alter von 56 Jahren. Der Verstorbene hatte in Hannover Maschinenbau studiert, war dann als Regierungsbaumeister bei der Preußischen Staatsbahn und später bei der Bremischen Bauverwaltung tätig gewesen und im Jahre 1904 an die Technische Hochschule Berlin berufen worden, um in der Bauingenieur-Abteilung Maschinenkunde, insbesondere Baumaschinen, zu lehren. Auf dem Gebiete der Baumaschinen ist er auch vielfach schriftstellerisch hervorgetreten. Über zwanzig Jahre lang haben seine klaren Vorträge die Studierenden des Bauingenieurwesens in das Gebiet des Maschinenwesens eingeführt, wobei er besonders die für den Bauingenieur wichtigen wirtschaftlichen Zusammenhänge betonte. Gerade in der letzten Zeit hatte sich Prof. Weihe, auf Anregung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, mit neuen großen Arbeiten für die Anwendung maschineller Hilfsmittel im Baubetriebe beschäftigt. Der Verstorbene war a. o. Ehrenmitglied des Akademischen Vereins „Hütte", für dessen bekanntes Taschenbuch er seit langem tätig war.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Fachwerke mit endlicher Beweglichkeit. In der „Bautechnik" 1926, Heft 14, S. 204, behandelt Herr Reichsbahnoberrat Prof. Dr.-Ing. Skutsch den vorstehend angegebenen Gegenstand unter neuen und eigenartigen geometrischen Bedingungen, die einer etwas eingehenderen mathematischen Verfolgung wert scheinen. Der Verfasser weist auch bereits ausdrücklich auf das Vorliegen eines Problems hin, indem er sagt: „Vielleicht wäre das Aufsuchen von Stablängen mit rationalen Verhältnissen zahlentheoretisch von Interesse." Ich folge dieser dankenswerten Anregung und will, ohne auf das speziell zahlentheoretische Lösungsverfahren mich hier einzulassen, einige Ergebnisse mitteilen.



Da alle Gelenkvierecke eines beweglichen Fachwerks ein rechtwinkliges Achsenkreuz als gemeinsame Diagonalen haben müssen, so ist in jedem die Summe der Quadrate zweier Gegenseiten gleich der der beiden anderen. Das gilt auch für nicht gewöhnliche Vierecke, z. B. für solche mit einem Winkel größer als 180° (*CDEF* der Abb.) und für „überschlagene" Vierecke (*ADEF* der Abb.).

Es wird also z. B. sein

im Viereck $BCFE$: $EF^2 + CB^2 = EB^2 + CF^2$
„ „ $CFED$: $ED^2 + CF^2 = EF^2 + CD^2$.

Durch Addition beider folgt

im Viereck $BCDE$: $ED^2 + CB^2 = EB^2 + CD^2$.

Ebenso wird sein

im Viereck $EBAF$: $EF^2 + AB^2 = EB^2 + AF^2$
„ „ $AFED$: $ED^2 + AF^2 = EF^2 + AD^2$
also „ „ $EBAD$: $ED^2 + AB^2 = EB^2 + AD^2$.

Aus beiden Gruppen folgt

$$EB^2 - CB^2 = ED^2 - CD^2 = EF^2 - CF^2$$
$$EB^2 - AB^2 = ED^2 - AD^2 = EF^2 - AF^2$$

eine Beziehung zwischen den 9 Stablängen des Fachwerks.

Wir bezeichnen jetzt

bzw.: $EB,\ ED,\ EF;\quad CB,\ CD,\ CF;\quad AB,\ AD,\ AF$
mit: $a,\ b,\ c;\quad x_1,\ x_2,\ x_3;\quad y_1,\ y_2,\ y_3$

und erhalten dann folgendes System von 4 Gleichungen zwischen 9 Unbekannten:

(A) $$\begin{cases} a^2 - x_1^2 = b^2 - x_2^2 = c^2 - x_3^2 \\ a^2 - y_1^2 = b^2 - y_2^2 = c^2 - y_3^2. \end{cases}$$

Bemerkenswert ist hier die fünffache Invarianz seiner Form bei Vertauschungen. Aus (A) gehen nämlich sofort durch einfachste Umformung auch folgende Systeme hervor, die anderen Zusammenstellungen von Stabvierecken entsprechen.

(B) $$\begin{cases} x_1^2 - a^2 = x_2^2 - b^2 = x_3^2 - c^2 \\ x_1^2 - y_1^2 = x_2^2 - y_2^2 = x_3^2 - y_3^2 \end{cases}$$

(C) $$\begin{cases} y_1^2 - a^2 = y_2^2 - b^2 = y_3^2 - c^2 \\ y_1^2 - x_1^2 = y_2^2 - x_2^2 = y_3^2 - x_3^2 \end{cases}$$

(D) $$\begin{cases} a^2 - b^2 = x_1^2 - x_2^2 = y_1^2 - y_2^2 \\ a^2 - c^2 = x_1^2 - x_3^2 = y_1^2 - y_3^2 \end{cases}$$

(E) $$\begin{cases} b^2 - c^2 = x_2^2 - x_3^2 = y_2^2 - y_3^2 \\ b^2 - a^2 = x_2^2 - x_1^2 = y_2^2 - y_1^2 \end{cases}$$

(F) $$\begin{cases} c^2 - b^2 = x_3^2 - x_2^2 = y_3^2 - y_2^2 \\ c^2 - a^2 = x_3^2 - x_1^2 = y_3^2 - y_1^2. \end{cases}$$

Daraus folgt, daß die Lösungen in fünffacher Weise vertauschbar sind, daß es also gleich ist, von welchem Viereck wir ausgehen, um weitere Stabvierecke hinzuzufügen.

Auf hier nicht zu erörterndem Wege kommt man für das Gleichungssystem (A) zu folgender allgemeinen Lösung:

Seien $p,\ q,\ r,\ s$ irgendwelche Zahlen, so gelten die Identitäten:

(1) $$\begin{cases} (2qr + 2ps)^2 - (2qr - 2ps)^2 = (2rp + 2qs)^2 - (2rp - 2qs)^2 \\ \qquad = (2pq + 2rs)^2 - (2pq - 2rs)^2 \end{cases}$$

(2) $$\begin{cases} (2qr + 2ps)^2 - (q^2 + r^2 - p^2 - s^2)^2 \\ \qquad = (2rp + 2qs)^2 - (r^2 + p^2 - q^2 - s^2)^2 \\ \qquad\qquad = (2pq + 2rs)^2 - (p^2 + q^2 - r^2 - s^2)^2. \end{cases}$$

(1) ergibt sich als $16\,pqrs$,

(2) ergibt sich als $(-p+q+r+s)(p-q+r+s)(p+q-r+s)(p+q+r-s)$.

Diese beiden Ausdrücke sind in $p,\ q,\ r,\ s$ symmetrisch, werden also durch irgendwelche Vertauschungen der $p,\ q,\ r,\ s$ nicht geändert.

Wir erhalten also die allgemeine Lösung

$$a = 2qr + 2ps \qquad x_1 = 2qr - 2ps \qquad y_1 = q^2 + r^2 - p^2 - s^2$$
$$b = 2rp + 2qs \qquad x_2 = 2rp - 2qs \qquad y_2 = r^2 + p^2 - q^2 - s^2$$
$$c = 2pq + 2rs \qquad x_3 = 2pq - 2rs \qquad y_3 = p^2 + q^2 - r^2 - s^2.$$

Es handelt sich nun noch darum, ganzzahlige numerische Beispiele zu finden.

Erstes Beispiel: $p = 21,\ q = 19,\ r = 17,\ s = 1.$

$$a = EB = 172 \qquad x_1 = CB = 151 \qquad y_1 = AB = 52$$
$$b = ED = 188 \qquad x_2 = CD = 169 \qquad y_2 = AD = 92$$
$$c = EF = 208 \qquad x_3 = CF = 191 \qquad y_3 = AF = 128.$$

Zweites Beispiel: $p = 18,\ q = 16,\ r = 15,\ s = 1.$ Wir dürfen hier die doppelten $a,\ b \ldots$ als ganzzahlige Lösungen ansetzen.

$$2a = EB = 258 \qquad 2x_1 = CB = 222 \qquad 2y_1 = AB = 78$$
$$2b = ED = 286 \qquad 2x_2 = CD = 254 \qquad 2y_2 = AD = 146$$
$$2c = EF = 303 \qquad 2x_3 = CF = 273 \qquad 2y_3 = AF = 177.$$

Für die von Herrn Skutsch erwähnte Verallgemeinerung auf 16 Stäbe sind ersichtlich die folgenden 9 Gleichungen zwischen den 16 Stablängen zu lösen.

$$a^2 - x_1^2 = b^2 - x_2^2 = c^2 - x_3^2 = d^2 - x_4^2$$
$$a^2 - y_1^2 = b^2 - y_2^2 = c^2 - y_3^2 = d^2 - y_4^2$$
$$a^2 - z_1^2 = b^2 - z_2^2 = c^2 - z_3^2 = d^2 - z_4^2.$$

Für 25 Stablängen tritt eine weitere Reihe und eine Kolonne hinzu, so daß 16 Gleichungen zwischen 25 Unbekannten bestehen.

Berlin-Steglitz. Dr. Albert Fleck.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Heinzemann, bisher in Haiger, als Vorstand zur Eisenbahn-Bauabteilung Hersfeld, Gerteis, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Hersfeld, zur R. B. D. Frankfurt a. M., Wendland, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Schweidnitz, nach Beuthen i. Oberschl. als Leiter des dortigen Schmalspurbahnamts und Lay, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Elberfeld.

Ernannt: zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Grabherr, Vorstand der Eisenbahn-Betriebsinspektion Ulm, Karl Reinicke, Werkdirektor des E. A. W. Meiningen, Buddenberg, Mitglied beim E. Z. A. in Berlin und Lauenstein bei der Betriebsdirektion Dresden-Altstadt; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Werner Fischer bei E. B. A. 2 Stettin, Stroebe, van Hees und Rüter beim E. Z. A. in Berlin, Franz Schuhmacher beim Eisenbahn-Abnahmeamt 1 Berlin und Erich Müller beim E. A. W. Königsberg (Pr.) sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Friebe bei der R. B. D. Oppeln; — zum Reichsbahnoberamtmann: der Reichsbahnamtmann Freundorfer bei der Gruppenverwaltung Bayern in München; — zum Reichsbahnamtmann: die Eisenbahnoberinspektoren Güßgen in Essen, Theodor Franke in Frankfurt (Main), Stehr in Braunschweig, Henrich in Wiesbaden, Schwarzer in Oppeln, Lüschen in Oldenburg, Reiniger und Crusius in Dresden, die Bahnhofsoberinspektoren Rumpen in Rheydt und Hafner in Würzburg, der technische Eisenbahnoberinspektor Johann Schneider in Gleiwitz, der Eisenbahn-Bauoberinspektor Wickel in Dresden, der Eisenbahn-Maschinenoberinspektor Schmeitzner in Dresden und der Eisenbahn-Werkoberinspektor Gunzelmann in Nürnberg.

Übertragen ist dem Reichsbahnrat Dönges in Schneidemühl die Stellung des Werkdirektors bei dem dortigen E. A. W.

Der Reichsbahnamtmann Kampfrath beim Allgemeinen Technischen Bureau der R. B. D. Dresden ist in den Ruhestand getreten.

Gestorben: der Reichsbahnoberrat Eduard Schmid, Mitglied der R. B. D. Stuttgart.

Oldenburg. Der Geheime Baurat Karl Breust in Braunschweig, früher Oberbaurat in der Eisenbahnverwaltung des ehemaligen Großherzogtums Oldenburg, ist gestorben.

Preußen. Übertragen wurde dem Regierungsbaurat Behr in Meppen vom 1. März d. J. ab die Verwaltung des Kulturbauamtes in Münster.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Otto Berr (Eisenbahn- und Straßenbaufach); — Otto Petschke und Hans Schwarzinger (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Oberbaurat i. R. Emil Hagenbeck in Berlin, früher Mitglied des E. Z. A., und der Strombaudirektor i. R. Ernst Roloff in Magdeburg, früher Leiter der Elbstrombauverwaltung daselbst.

INHALT: Die österreichischen Straßen. — Über Tunnelbau- und Betriebsweisen. (Schluß.) — Das Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn. — Die Brandbekämpfung in deutschen Turmhäusern. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 21. Mai 1926 betr. Kennzeichnung hochwertigen Baustahls St 48. — Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, vom 18. Juni 1926, betreffend Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl (St 48). — Kalktagung Breslau. — Modellversuche für Gestaltung und Kolkabwehr bei Wehren. — Erddruck gegen Uferbollwerke. — Eisenbetonbrücken im Zuge der italienischen Autostraße. — Technische Hochschule Aachen. — Im Spritzbetonverfahren hergestellte Spundwände. — Prof. H. Weihe †. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 2. Juli 1926 | Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen mit schwimmenden Sparbehältern.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. **Ellerbeck** und Regierungsbaumeister **Werner Contag,** Berlin.

Die vorjährige Schinkelpreisaufgabe aus dem Gebiete des Wasserbaues verlangte den Entwurf einer Schiffschleuse von 18 m Gefälle in Verbindung mit einem Staudamm. Von den drei eingegangenen Bearbeitungen sieht der durch eine Schinkelplakette ausgezeichnete Entwurf mit dem Kennwort: „Navigare necesse est“ (Verfasser: Seeler, Essen) eine Schleuse ohne Wasserverbrauch vor. In einem neben der Schleusenkammer gelegenen und mit dem Oberwasser in Verbindung stehenden Becken soll ein sich auf- und abwärtsbewegender zylinderförmiger Schwimmbehälter angeordnet werden, der mit der Schleusenkammer durch bewegliche, um eine wagerechte Achse drehbare Rohre verbunden und so bemessen ist, daß er die ganze Schleusenfüllung aufnehmen kann (vergl. Abb. 1). Wird der Schwimmbehälter bei gefüllter Schleuse etwas gesenkt, so daß zwischen Schleusenwasserspiegel und Schwimmbehälter ein Gefälle entsteht, so strömt das Wasser aus der Schleuse in den Behälter und bringt durch sein Gewicht diesen zu weiterem Absinken. Bei Füllung der Schleuse verläuft der Vorgang umgekehrt.

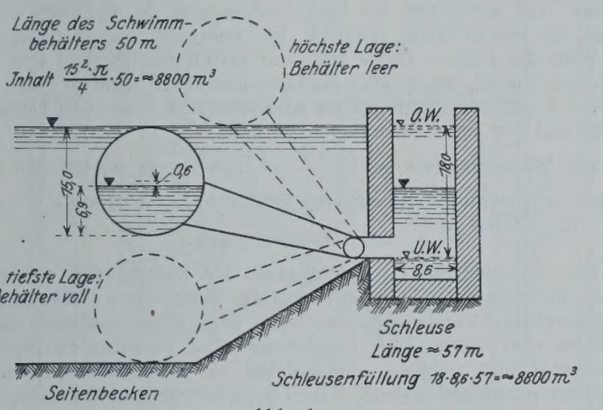


Abb. 1.

Der Gedanke, zur Wassereinsparnis ein in einem Seitenbecken schwimmendes, sich auf- und abwärts bewegendes Gefäß zur Aufnahme des Schleusungswassers anzuordnen, ist nicht neu. So enthält insbesondere die Patentschrift Nr. 351 996 (Auftriebregler für Schiffsschleusen, Hebewerke u. dergl.), Dr.-Ing. Richard Wreden, Hannover, die als Abb. 2 beigefügte Skizze, die eine physikalisch richtige Lösung der gestellten Aufgabe andeutet. Man denke sich die Schleusenkammer A mit dem Schwimmbehälter B etwa durch bewegliche Rohre mit Verschlußvorrichtung verbunden. Die Patentschrift schildert den Betriebsvorgang wie folgt: „Die gefüllte Schleuse A entleert sich in das Füllbecken B_l, sobald dessen Boden b unter OW zu liegen kommt und so lange, bis die Linie a in Höhe von UW liegt. Hierbei taucht der Schwimmkörper S ein und hebt den Wasserspiegel I auf II. Umgekehrt tritt die selbsttätige Entleerung des unter UW liegenden Füllbeckens B_v nach der Schleuse ein, wenn B_v um ein geringes Maß über UW zu liegen kommt. Beim Hochgehen von B_v taucht der Schwimmstab S wieder aus, und der Wasserstand II geht auf I zurück. Ein Vorteil dieser Lösung besteht in der selbsttätigen Anpassung der Höhenlage des Unterwasserfüllbeckens B an die Wasserstandsänderungen im Ober- und Unterkanal.“

Zunächst möge davon ausgegangen werden, daß sich der Schwimmkörper[1]) bei gedachter Ausspiegelung der Wasserstände in Schleusenkammer A und Schwimmbehälter B in jeder beliebigen Lage im Gleichgewicht befinden soll; dann wird das beispielsweise durch eine bestimmte Überlast erzeugte Anfangsgefälle zwischen Schleusenkammer und Schwimmbehälter — oder umgekehrt — während des ganzen Entleerungs- oder Füllungsvorgangs unverändert bestehen bleiben, wodurch eine Füllung mit unveränderlicher Zuströmungsgeschwindigkeit erzielt wird.

Schwimmbehälter und Tauchkörper (Abb. 2 u. 3) seien Rechtkante (rechtwinklige Parallelepipeda), ihre Länge sei derjenigen der Schleusenkammer gleich, so daß sich die Inhalte verhalten wie die dargestellten Querschnittsflächen. Der Schwimmbehälter kann die ganze Schleusenfüllung aufnehmen. Ferner sei das Gesamtgewicht des Schwimmkörpers so groß angenommen, daß er in leerem Zustande gerade bis zur Oberkante des Schwimmbehälters eintaucht.

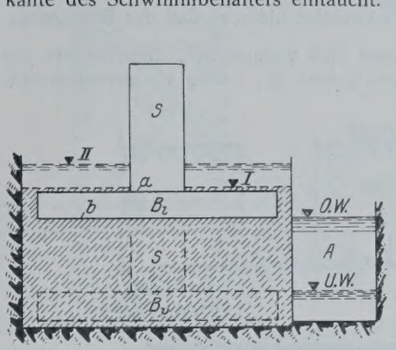


Abb. 2.

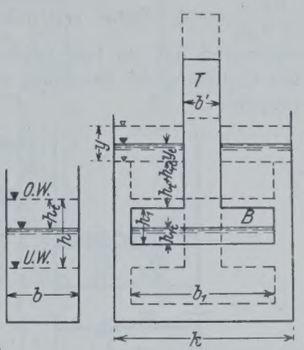


Abb. 3.

Im folgenden gelten die Bezeichnungen (Abb. 3):

Gefällhöhe der Schleuse	h
Höhe des Schwimmbehälters B	h_1
Breite der Schleusenkammer	b
Lichte Breite des Schwimmbehälters B .	b_1
Äußere Breite des Tauchkörpers T . . .	b'
Breite des Seitenbeckens	k

Im Augenblick der Untersuchung möge der Wasserspiegel in der Schleuse um h_t abgesenkt sein, die Wasserhöhe im Behälter sei h_{1t}. Dann hat sich der Behälter gegen die von ihm im leeren Zustande eingenommene Schwimmlage um $h_t + h_{1t}$ gesenkt. Infolge der durch diese Senkung hervorgerufenen Wasserverdrängung möge sich der Wasserspiegel in dem Seitenbecken um y_t (Abb. 3) gehoben haben.

Es ergeben sich dann folgende Beziehungen:

$$(1)\quad b_1 \cdot h_{1t} = b \cdot h_t \text{ oder } \frac{h_{1t}}{h_t} = \frac{b}{b_1}$$

$$(2)\quad (k - b') \cdot y_t = (h_t + h_{1t} + y_t) \cdot b'.$$

Die Auftriebvergrößerung folgt nun zu:

$b'(h_t + h_{1t} + y_t)$, demnach gilt:

$$(3)\quad b'(h_t + h_{1t} + y_t) = b \cdot h_t; \quad \text{aus (2) und (3):}$$

$$(4)\quad (k - b') \cdot y_t = b\, h_t; \qquad \underline{y_t = \frac{b\, h_t}{k - b'}},$$

aus (3) und (4):

$$b' \left(h_t + h_{1t} + \frac{b\, h_t}{k - b'} \right) = b\, h_t.$$

Multipliziert man mit $\frac{b_1 (k - b')}{h_t}$ und setzt $\frac{h_{1t}}{h_t} = \frac{b}{b_1}$, so folgt:

$$b'^2 (b + b_1) - b' [k (b + b_1) + 2\, b\, b_1] + k\, b\, b_1 = 0.$$

Setzt man den unveränderlichen Wert $\frac{2\, b\, b_1}{b + b_1} = c$, so folgt:

$$b'^2 - (k + c)\, b' = -\frac{c\, k}{2} \text{ und}$$

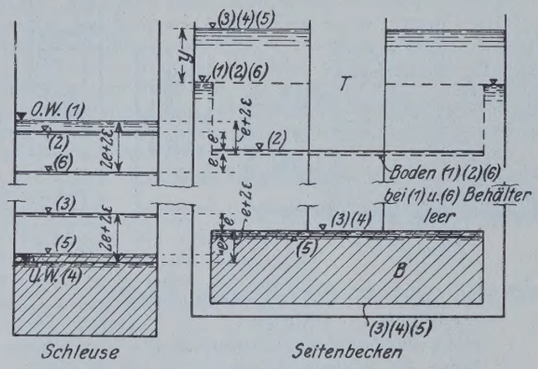
$$\underline{b' = \frac{k + c - \sqrt{k^2 + c^2}}{2}}.$$

(Mit $k = \infty$, d. h. wenn der Wasserspiegel des Seitenbeckens auf irgend eine Art unveränderlich erhalten wird, geht dieser Ausdruck über in $b' = \frac{c}{2} = \frac{b \cdot b_1}{b + b_1}$).

Der ermittelte Wert b' ist unabhängig von h_t, d. h. mit Hilfe eines rechtkantigen Tauchkörpers von der angegebenen Breite ist in jeder Lage vollkommenes Gleichgewicht zu erzielen. Die vorstehenden Beziehungen geben über die dabei im einzelnen anzuwendenden Abmessungen Aufschluß. Soll die Spiegelschwankung y im Seitenbecken gering sein, so muß man dessen Breite k groß wählen; die Breite k ist aber nur im Bereich der Wasserspiegelschwankung erforderlich, darunter kann das Seitenbecken schmäler angeordnet werden.

[1]) Abweichend von der Patentschrift wird hier der ganze schwimmende Körper, bestehend aus Schwimmbehälter B und Tauchkörper S bezw. T, als „Schwimmkörper“ bezeichnet.

Um eine gleichmäßige Bewegung des Schwimmkörpers zu erreichen, muß die zur Erzeugung des Anfangsgefälles erforderliche Kraft während des ganzen Schleusungsvorganges unverändert auf ihn wirken. Ist es nicht erforderlich, restlos die gesamte Schleusenfüllung zu sparen, so läßt sich ein selbsttätiger Betrieb in einfacher Weise ermöglichen, wenn man bei jeder Schleusung eine Wasserschicht von der Höhe $2e + 2\varepsilon$ verloren gibt (Abb. 4), wobei e den zur Erzielung der erforderlichen Zuströmungsgeschwindigkeit notwendige Spiegelunterschied bezeichnet und ε die Höhe der Wasserschicht angibt, die erforderlich ist, um die zur Überwindung der Bewegungswiderstände bei der Aufwärts- oder Abwärtsfahrt des Schwimmkörpers aufzuwendende Kraft A herzugeben. Wie aus dem folgenden hervorgeht, läßt sich damit eine unverändert wirkende Kraft von der Größe $\frac{b\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1}$ t/m erzielen, ε ist also so zu wählen, daß $\frac{b\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1} = A$. Dabei soll unberücksichtigt bleiben, daß der Bewegungswiderstand um ein hier belangloses Maß veränderlich, insbesondere bei der Einleitung der Bewegung etwas größer ist; ε wird als unveränderlich eingeführt.



(1) Schleuse auf Oberwasser, Behälter leer. (2) Beginn der Abwärtsbewegung.
(3) Schwimmbehälter gefüllt, tiefste Lage. (4) Schleuse auf Unterwasser.
(5) Beginn der Aufwärtsbewegung. (6) Schwimmbehälter entleert, höchste Lage.

Abb. 4.

Schwimmbehälter und Tauchkörper haben die soeben ermittelten Breitenabmessungen, der Behälter braucht aber nicht mehr die ganze Schleusenfüllung, d. i. $h\,b$ je m, sondern nur noch $(h - 2e - 2\varepsilon)\,b$ je m aufzunehmen, sein Fassungsraum sei dementsprechend gewählt. Der Schwimmkörper befinde sich nicht mehr bei Ausspiegelung in der Gleichgewichtslage: bei leerem Zustande befinde sich sein Boden um $e + 2\varepsilon$ unter dem Oberwasserspiegel (Abb. 4), der Schwimmbehälter tauche dabei (wie oben) bis zur Oberkante ein, er habe in diesem Zustande einen überschüssigen Auftrieb von der Größe $A = \frac{b\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1}$ t/m, der zur Überwindung der Widerstände bei der letzten Aufwärtsfahrt gedient hat. (Zur Vereinfachung der Betrachtung sei er in dieser Lage festgehalten gedacht; würde er unter dem Einfluß des Auftriebes seine Bewegung ein wenig weiter fortgesetzt haben, wobei der ganze Schwimmbehälter austauchen müßte, so ändert das nichts Wesentliches.)

Öffnet man nun die Verschlußvorrichtungen, so beginnt das Wasser mit der Gefällhöhe $e + 2\varepsilon$ einzuströmen. Ist eine Wassermenge von der Größe $2A = \frac{2\,b\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1}$ eingeströmt, so hat sich der Auftriebüberschuß $+A$ in eine abwärts gerichtete Kraft von der Größe $A - 2A = -A$ verwandelt, und der Schwimmkörper beginnt seine Abwärtsbewegung. Dabei hat sich der Wasserspiegel in der Schleuse um $\frac{2\,b\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1} : b = \frac{2\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1}$ gesenkt und derjenige im Schwimmbehälter um $\frac{2\,b\,b_1\,\varepsilon}{b + b_1} : b_1 = \frac{2\,b\,\varepsilon}{b + b_1}$ gehoben, der Spiegelunterschied zwischen beiden hat sich also um die Summe beider Werte, d. i. 2ε vermindert und beträgt nunmehr $e + 2\varepsilon - 2\varepsilon = e$, das ist der zur Erzielung der erforderlichen Zuströmungsgeschwindigkeit notwendige Spiegelunterschied. Dieser bleibt bei der Abwärtsbewegung des Schwimmkörpers unverändert erhalten. Ist die Schleusenfüllung bis auf eine Schicht von der Höhe $2e + 2\varepsilon$ abgesunken, so ist der Schwimmbehälter gefüllt, sein Wasserspiegel befindet sich um $e + 2\varepsilon$ über dem Unterwasser. (Er sei zur Vereinfachung in dieser Lage festgehalten gedacht, vergl. oben.) Nachdem die Verschlüsse geschlossen — oder zum Teil noch, während diese Schließung vorgenommen wird — wird nunmehr die unterste $2e + 2\varepsilon$ hohe Schicht der Schleusenfüllung in das Unterwasser entleert.

Öffnet man die Verschlüsse wieder, so beginnt das Wasser mit der Gefällhöhe $e + 2\varepsilon$ aus dem Behälter auszuströmen. Ist eine Wassermenge von der Größe $2A$ ausgeströmt, so ist wieder ein Auftriebüberschuß von der Größe A vorhanden, und der Behälter beginnt seine Aufwärtsbewegung, der Spiegelunterschied hat sich von $e + 2\varepsilon$ auf e vermindert (vergl. oben). Ist der Behälter entleert, so fehlt an der Schleusenfüllung eine Schicht von $2e + 2\varepsilon$ und der Schwimmkörper hat seine Anfangslage wieder erreicht. Nachdem die Verschlüsse geschlossen oder zum Teil schon während des Schließens wird die an der Schleusenfüllung noch fehlende Schicht aus dem Oberwasser ergänzt usw. Man erkennt, daß tatsächlich eine Wasserschicht von der Höhe 2ε erforderlich ist, um für beide Bewegungen je die Kraft A herzugeben.

Man erkennt auch die Regelbarkeit der Anlage: wählt man den Wasserspiegel im Seitenbecken etwas niedriger und läßt entsprechend weniger tief nach unten fahren, so vermindert man den Zeitaufwand auf Kosten des Wasserverbrauchs, wählt man den Wasserspiegel im Seitenbecken etwas höher und läßt tiefer nach unten fahren, so spart man Wasser auf Kosten des Zeitaufwandes (wenn nur der Schwimmbehälter entsprechend groß ist) usw. Daß sich auch der Durchströmungsquerschnitt der Verschlüsse und schließlich das Fassungsvermögen des Behälters verändern lassen, sei nur beiläufig erwähnt. Ein etwaiges geringes Fehlgreifen in der Wahl der Maße e und ε hätte nur auf Geschwindigkeit und Wasserverbrauch Einfluß, würde aber die Betriebsfähigkeit nicht in Frage stellen. Auf die Anpassung des Betriebes an wechselnde Ober- und Unterwasserstände soll hier nicht eingegangen werden.

Die Wassererspamis beträgt $\frac{h - 2(e + \varepsilon)}{h}$, das ist bei den Verhältnissen und Annahmen des eingangs genannten Entwurfs mit $e + \varepsilon = 0{,}5$ m etwa $\frac{18 - 2 \cdot 0{,}5}{18} = \frac{17}{18}$ der Schleusenfüllung.

Die vollkommene Gleichförmigkeit der Füllung fast während der ganzen Füllungszeit stellt einen Vorzug der Anordnung dar. Die Ausbildung der beweglichen Verbindungsrohre (oder deren Ersatz) ist recht schwierig, erscheint aber lösbar. Die Gesamtanordnung ist daher als physikalisch einwandfrei und technisch durchführbar zu bezeichnen; ob sie unter besonders gearteten Umständen auch wirtschaftlich sein kann, möge dahingestellt bleiben, im allgemeinen wird sie zu kostspielig werden.

Die Schinkelpreisarbeit mit dem Kennwort: „Navigare necesse est" sieht dagegen einen zylinderförmigen Schwimmbehälter ohne aufgesetzten Tauchkörper vor. Bei dieser Anordnung läßt sich in den Zwischenlagen auch bei voller Ausspiegelung kein Gleichgewicht erzielen. Die Gleichgewichtsstörung ist nahezu am größten, wenn der Schwimmbehälter gerade eintaucht (Abb. 1, in der punktiert auch die Grenzlagen des Schwimmbehälters angedeutet sind). Setzt man Ausspiegelung voraus, so ist er dann bei den gegebenen Abmessungen bis zur Höhe von 6,9 m gefüllt und seine Füllungsmenge beträgt $\approx \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 15^2}{4} - 15 \cdot 0{,}6\right) 50 \approx 3970$ m³. (Aus der Schleuse sind ausgeflossen $(15 - 6{,}9)\,8{,}6 \cdot 57 =$ rd. 3970 m³, womit die vorstehende Angabe über die Füllungshöhe als richtig nachgewiesen wird.) Der verbleibende Auftrieb beträgt demzufolge $\frac{15^2 \cdot \pi}{4} \cdot 50 - 3970 = 4870$ t. (Das Eigengewicht des Schwimmbehälters ist anderweit ausgeglichen und bleibt daher außer Ansatz.)

Wegen des zwischen Schleuse und Behälter erforderlichen Gefälles muß die Füllhöhe in dem Behälter in der untersuchten Lage beim Leeren der Schleuse noch geringer sein, der durch äußere Kräfte zu überwindende Gesamtauftrieb beträgt daher über 5000 t.

Schon die Größenordnung dieser Zahl läßt die auch von dem Preisgericht beanstandete Unzulänglichkeit der vorgeschlagenen Anordnung schon in physikalischem Sinne deutlich erkennen.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Kreß**, Hannover.

(Schluß aus Heft 27.)

Über die allgemeine Anordnung der eisernen Überbauten habe ich oben bereits das Erforderliche gesagt. Zu erwähnen ist noch, daß der Hauptträgerabstand 8,80 m beträgt. Beide Gelenke haben Längsbeweglichkeit. Die festen Auflager der Schwebeträger liegen auf dem östlichen Widerlager und auf Pfeiler 3, die des Kragträgers auf Pfeiler 1, die der Blechträgerbrücken auf Pfeiler 4. Die Schwebeträger erhalten nahe am festen Auflager einen einseitigen und der Kragträger in der Mitte einen doppelseitigen Bremsverband. Die Schwellenträger sind hier höher ausgebildet, als es für ihren eigentlichen Zweck nötig war, damit sie die Bremskräfte zuverlässiger auf den Bremsverband übertragen. Am Obergurt des Kragträgers ist ein beiderseitiger Besichtigungssteg angebracht, dessen Laufbahn etwa 80 cm unter der Unterkante des Obergurtes liegt.

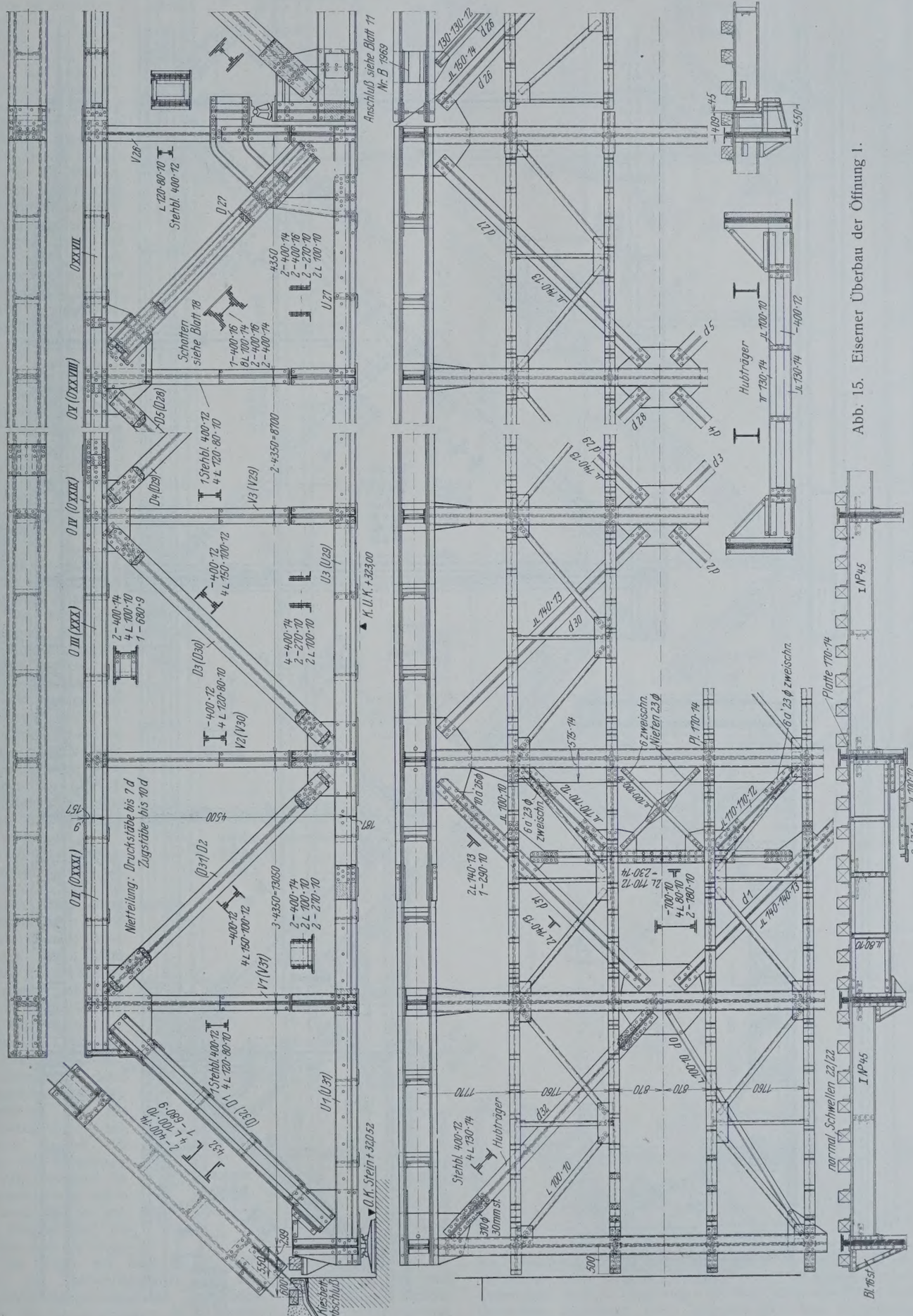


Abb. 15. Eiserner Überbau der Öffnung 1.

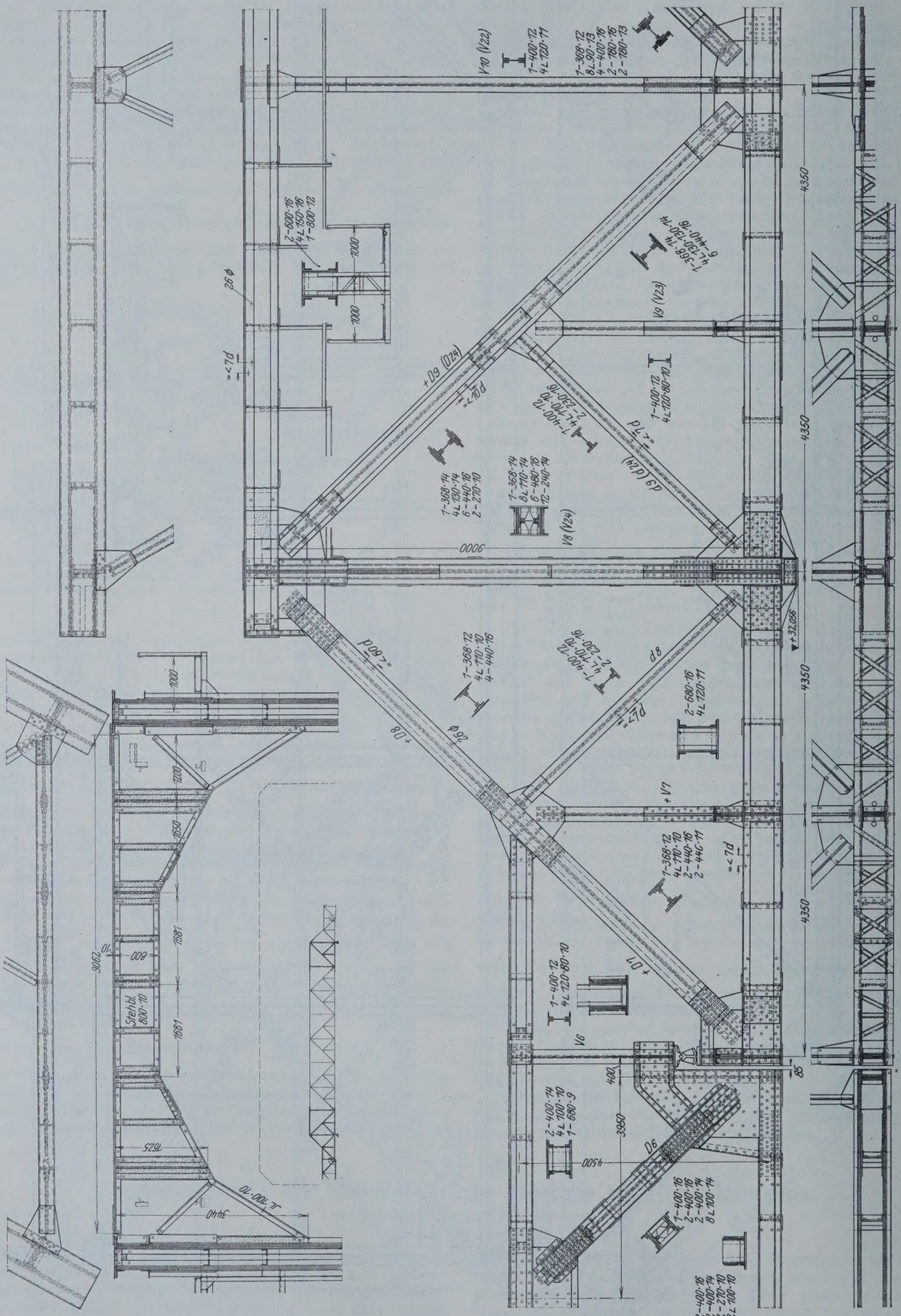


Abb. 16. Eiserner Überbau der Öffnung 2.

um die Untersuchung des Obergurtes zu erleichtern. Die Laufbahn wird durch einen Rost von Flacheisen gebildet, eine Anordnung, die sich bei den Brücken über den Nordostseekanal bewährt hat. Jeder Steg ist an einer Stelle zugänglich durch eine feste, eiserne Leiter, die mit Rückenlehnenschutz versehen ist. Auf der Südseite erhalten die Fachwerkbrücken einen Dienstfußsteig, auf der Nordseite wird nur ein Schutzgeländer an der Außenflucht der Hauptträgerstäbe angebracht. Die Einzelheiten sind in Abb. 15, 16 u. 17 zu erkennen.

Der untere Windverband besteht beim Schwebe- und beim Kragträger aus gekreuzten Stäben, die über zwei Felder reichen. Nur im mittelsten Felde des Kragträgers wurde wegen der ungeraden Zahl der Felder eine **K**-förmige Anordnung gewählt. An den Gelenken sind die Windverbände der Schwebeträger schnabelförmig zusammengeführt und längsbeweglich gelagert. Für den oberen Windverband des Kragträgers eignete sich nach verschiedenen Versuchen am besten das reine Strebenfachwerk wegen der Schiefe der Brücke. Die Stäbe sind als Gitterträger ausgebildet. Ihre Knicklänge wird in der Seitenrichtung durch einen mittleren Stabzug auf die Hälfte verringert.

Da schräge Querträger nicht vorhanden sind, ist über Pfeiler 1 und 2 je ein schiefer, unten offener Zweigelenkrahmen angeordnet, der die Windkräfte des oberen Windverbandes unmittelbar auf die Auflager überträgt. Der obere Riegel ist vollwandig ausgebildet.

Über den Obergurten der Schwellenträger sind Kontinuitätsplatten durch die Querträgerstege hindurchgesteckt, um das Anschlußmoment mit aufzunehmen. Da bei Aufstellung der Berechnung noch nicht feststand, ob eine obere Platte allein ausreichend sei, um teilweise Einspannung anzunehmen, sind die Längsträger als Träger auf zwei Stützen mit dem vollen Moment berechnet. Die Kontinuitätsplatten und ihr Anschluß sind nur nach Zweckmäßigkeitsgesichtspunkten ausgebildet und nicht berechnet. Zwischen den Schwellenträgern ist der übliche Schlingerverband eingebaut. Die Schwellenbefestigungswinkel sind so angeordnet, daß die Schwellen bei Verschiebung in der Fahrrichtung gegen die Winkel gedrückt werden. Sie müssen daher in beiden Gleisen verschieden angebracht werden. Im Gelenkfelde sind die Längsträger mit Stahlgußlagern auf Konsolen, die am Querträger angenietet sind, längsbeweglich und einspannungsfrei an beiden Enden gelagert. Die beiden Schwellenträger eines Feldes bilden

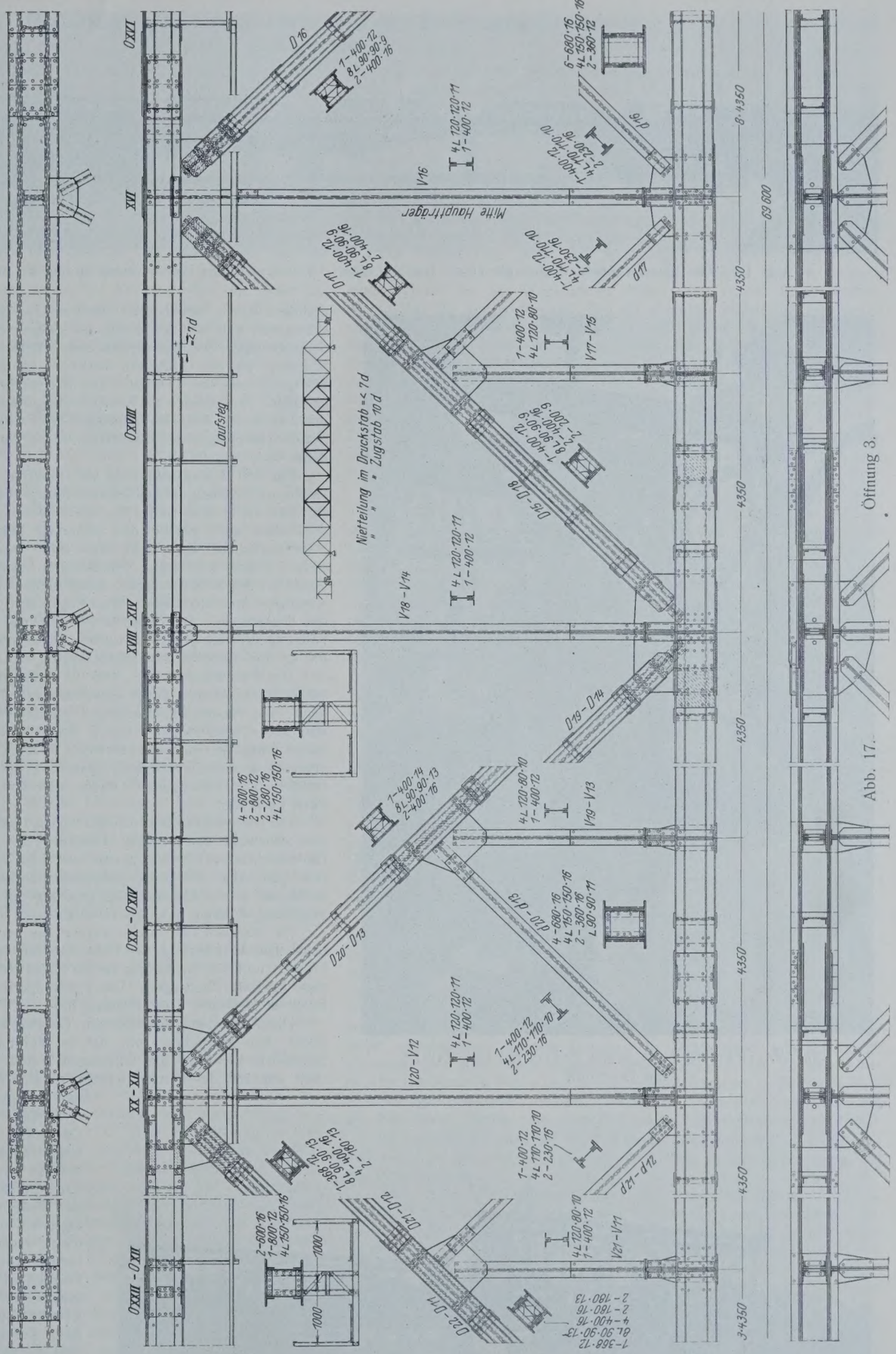


Abb. 17.

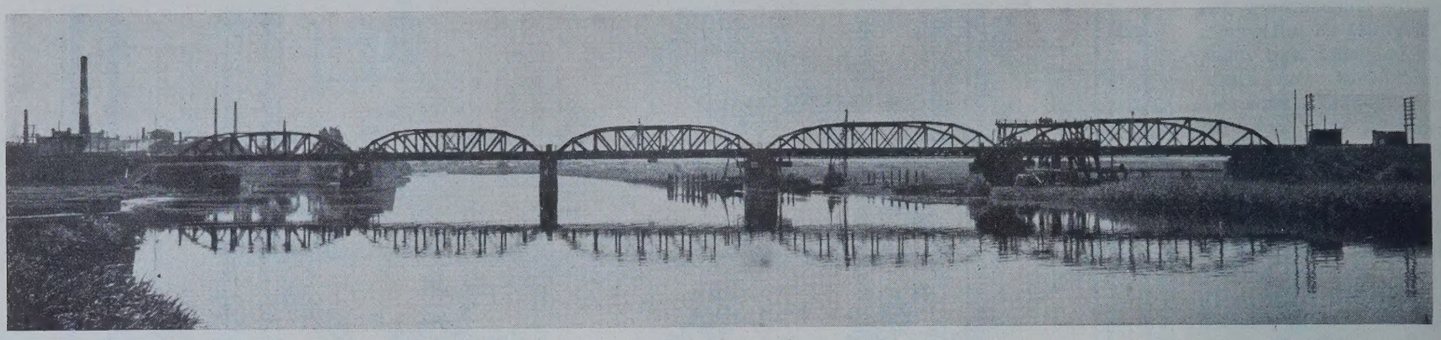


Abb. 18. Alte Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow. Vor dem ersten Pfeiler rechts Gerüst für die neue Brücke.

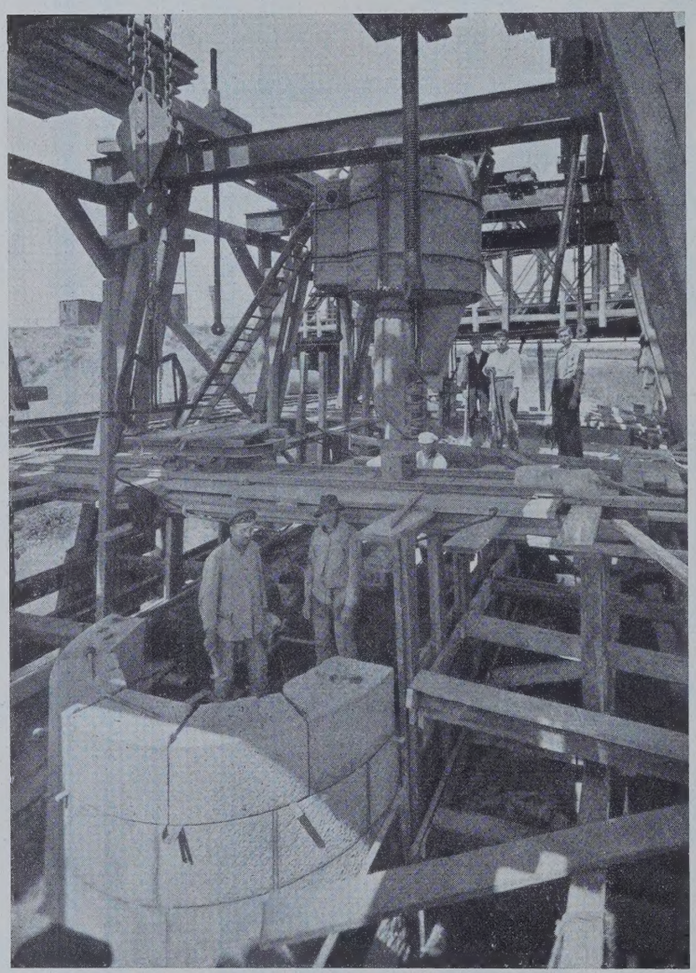


Abb. 19. Gründung eines neuen Pfeilers der Havelbrücke mit Druckluft.

demnach einen besonderen kleinen Überbau. Auf diese Weise wird verhindert, daß bei der verschiedenartigen Bewegung von Kragarm und Schwebeträger bei den verschiedenen Belastungsfällen ein Abheben und Klappern an den Auflagern eintreten kann. In gleicher Weise ist der Übergang von der Fahrbahn des Fachwerkträgers zum Blechträger ausgebildet. Hier müssen die Schwellenträger auch den Unterschied zwischen der Entfernung der Schwellenträger der Fachwerkbrücken von 1,76 m und der der Hauptträger der Blechträgerbrücke von 2 m vermitteln. Sie liegen daher nicht parallel.

Für die Gelenkausbildung war zunächst ein hohes Pendel, das vom Untergurt bis Obergurt des Schwebeträgers reichte, in Aussicht genommen. Da aber am Gelenk weder ein oberer Windverband noch ein Halbrahmen vorhanden war, machte die Sicherung gegen seitlich wirkende Kräfte Schwierigkeiten. Es wurde dafür statt dessen ein Pendellager gewählt, dessen Pendel eine Höhe von 300 mm besitzt. Auf dieses wird die Auflagerkraft des Schwebeträgers durch einen konsolartig auskragenden, vollwandigen Arm übertragen. Das Lager ruht auf dem Ende des Kragarms des Kragträgers. Die Enden des Untergurtes des Schwebeträgers und des Kragträgers sind gegen seitliches Ausweichen durch Streben gesichert, die an den Windverband angeschlossen sind.

Die Fachwerkbrücken sind so eingerichtet, daß man sie in unbelastetem Zustande durch Wasserdruckwinden von den Lagern abheben kann, um Ausbesserungsarbeiten vorzunehmen. Die Ansatzstellen sind vorgesehen über Pfeiler 1 und 2 unter den Querträgern, über dem östlichen Widerlager und über Pfeiler 3 je unter einem Querträger und unter einer zu diesem Zwecke biegungsfest verstärkten Endstrebe des Windverbandes. Die betreffenden Glieder und ihre Anschlüsse sind auf diese Kraft berechnet.

Die Blechträgerbrücken haben einen Hauptträgerabstand von 2 m und eine Stützweite von 16,90 m. Die Schwellen liegen auf den Hauptträgern. Da der einzelne Überbau gegen seitlichen Wind nicht ausreichend standsicher ist, sind die beiden nebeneinanderliegenden Überbauten an den Auflagern in der Querrichtung gelenkig miteinander gekuppelt. Die beweglichen Auflager sind als Einrollenlager ausgebildet.

Die eisernen Überbauten werden aus hochwertigem Baustahl St 48 gebaut. Die Ausarbeitung des Entwurfs nach dem feststehenden allgemeinen Entwurf und die Ausführung ist der Firma Hein, Lehmann & Co. in Düsseldorf-Oberbilk übertragen. Die Blechträgerbrücken stellt die Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen her.

Die Aufstellung der eisernen Überbauten, die im allgemeinen von Osten her geschehen soll, hat im Februar 1926 begonnen. Für die Schiffahrt, die jetzt die Öffnungen 2 und 3 der alten Brücke benutzt, muß während der Bauzeit wenigstens eine Öffnung von 28 m Lichtweite zur Verfügung stehen. Es ist daher beabsichtigt, zunächst von Osten her das Gerüst bis zur Mitte des neuen Kragträgers aufzustellen. Während dieser Zeit benutzt die Schiffahrt die Öffnung 3 der alten Brücke. Wenn die östliche Hälfte des Kragträgers fertiggestellt ist, wird diese in Verlängerung des alten Pfeilers 2 durch einen Bock unterstützt und das Gerüst vor der alten Öffnung 2 abgebrochen. Die Schiffahrt kann dann durch diese Öffnung geleitet und das Gerüst vor Öffnung 3 der alten Brücke umgestellt werden. Auf diesem wird dann der westliche Teil des Kragträgers zusammengebaut.

Abb. 18, 19 u. 20 zeigen Bilder von der Bauausführung.

Die Inbetriebnahme der Brücke ist im Spätsommer oder Herbst 1926 zu erwarten.

Abb. 20 Neuer eiserner Überbau der Havelbrücke im Bau, dahinter die alte Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Frage der Grundwerte bei der Erddruckberechnung.

Von Dr.-Ing. A. Streck, Hannover.

Erddruckversuche sind in großer Zahl ausgeführt worden, ohne daß selbst für den einfachen Fall kohäsionslosen Sandes eine befriedigende Übereinstimmung mit einer der gebräuchlichen Theorien gefunden wurde. Es sei in dieser Hinsicht auf die Zusammenstellung der älteren Versuche in Winklers „Neue Theorie des Erddruckes", 1873, III. Abschnitt, und auf die Versuche von Donath, Engeßer und Engels verwiesen. In neuester Zeit wurden Versuche von Müller-Breslau und in größerem Maßstabe von dem Amerikaner J. Feld ausgeführt. Bei diesen Versuchen wurde der Druck gemessen, den in einem mit Sand gefüllten Kasten die Füllung auf eine Kastenwand ausübt. Das Messungsergebnis wurde alsdann mit den aus den verschiedenen Theorien für den unteren Grenzwert des Erddruckes, den aktiven Erddruck, sich ergebenden Zahlenwerten verglichen. Die einzelnen Forscher kamen hierbei nur selten zu übereinstimmenden Ergebnissen. Ein wesentlicher Grund hierfür dürfte in der mangelnden Berücksichtigung der Bewegungserscheinungen und Kraftäußerungen im Erdkörper, die sich als Funktionen der Meßbewegungen ergeben, zu suchen sein. Hierauf hat auch Terzaghi in seiner Kritik der Feldschen Versuche hingewiesen und wohl mit Recht sich dahin ausgesprochen, daß ein Vergleich der beim Versuch gemessenen Kraftgrößen mit einer Formel, die gewisse Bewegungserscheinungen im Erdkörper voraussetzt, nur gestattet ist, wenn die Bewegungen wirklich beobachtet wurden, da man sonst leicht zu Fehlschlüssen gelangen kann. Es sind also für die Auswertung von Versuchen Kraftgrößen und Bewegungserscheinungen jedes einzelnen Versuches aneinander gebunden. Diese Ansicht wird gestützt durch die Ergebnisse der Versuche, über passiven Erddruck, die von Prof. Franzius an der Technischen Hochschule Hannover ausgeführt wurden. Im „Bauingenieur" 1923, Heft 17, ist bereits eine Abhandlung über die damals ausgeführten Versuche erschienen, die durch eine in Heft 1 u. 2, 1926 erschienene Arbeit des Verfassers ergänzt wurde. Bei diesen Versuchen zeigte der als Funktion des Wandweges aufgetragene Erdwiderstand einen deutlichen Knickpunkt, von dem an der Erdwiderstand nahezu unveränderlich blieb. Die Beobachtung der Bewegungserscheinungen ergab Verdichtung bezw. elastisches Zusammenpressen des Erdkörpers bis zum Knickpunkte und von dieser Stelle das Herauspressen eines durch die Druckwand und durch eine gut wahrnehmbare Gleitfläche begrenzten Erdkörpers zur freien Oberfläche. Es wäre also für eine Nachprüfung der Theorie die gemessene Kraftgröße und der beobachtete Bewegungsvorgang zu vergleichen, d. h. also für den Grenzzustand des Gleichgewichtes die für die flächenhafte Bewegung gemessene Kraft. Terzaghi hat ähnliche Kurven auch für den aktiven Erddruck erhalten. Daß auch älteren Forschern die Tatsache des Einflusses der Wandbewegung bekannt war, geht aus den Donathschen Versuchen hervor. Donath stellte fest, daß mit wachsender Erdbewegung der Erddruck abnimmt, und da er bestrebt war, den Erddruck auf eine ruhende Wand zu messen, erhielt er ihn durch die stetige Verlängerung der durch Auftragung der Versuchswerte erhaltenen Kurve zum Bewegungsnullpunkte. Es war dann allerdings verfehlt, diesen Wert als Vergleich für die Formeln des unteren Grenzwertes anzunehmen.

Der jeweils vorhandene Seitendruck kann eben zwischen den beiden Grenzzuständen des Gleichgewichtes beliebige Werte annehmen.

Die Verwirrung in der Ansicht über die für die Kraftwirkungen im Boden einzusetzenden Grundwerte dürfte durch die mangelnde Berücksichtigung der Wandbewegung bei der Auswertung der bisherigen Versuche mit begründet sein.

Die Begründer der Erddrucktheorie erwähnen als Grundwerte lediglich das Raumgewicht und den Reibungswinkel.[1]) Wenn sich bei den Versuchen die Bestimmung des richtigen Raumgewichtes infolge der während der Versuche stattfindenden Lockerung oder Verdichtung des Gefüges schwierig gestalten mag, so wird einer Abweichung in der richtigen Erfassung keine allzu erhebliche Bedeutung hinsichtlich der Versuchsfolgerungen zukommen, da sämtliche Erddruckformeln eine geradlinige Abhängigkeit vom Raumgewicht zeigen und die bei einigermaßen sorgfältiger Bestimmung mögliche Abweichung $\pm 5\,\%$ nicht überschreiten wird. Man kann die Genauigkeit des Verfahrens durch das von einzelnen Forschern gehandhabte System des Wiegens und der Raumbestimmung der gesamten Versuchsfüllung erhöhen. In der Praxis besteht die Möglichkeit, durch Aushub einer genügend tiefen Grube und Bestimmung ihres Rauminhaltes im Zusammenhange mit dem Gewicht der ausgehobenen Masse zu einem genügend genauen Wert zu kommen. Für die Hinterfüllung von Stützmauern kann man unter Berücksichtigung der jeweiligen besonderen Verhältnisse über das Setzen des Bodens, Auflasten usw. mit derartiger Bestimmung des Raumgewichtes an der Entnahmestelle und Vergleich zum leicht bestimmbaren Raumgewicht loser Schüttung aus der Überlegung heraus zu brauchbaren Werten gelangen. Bedeutend schwieriger liegen die Verhältnisse bei der Erfassung des Reibungswinkels. Der Einführung eines Reibungswinkels liegt die Annahme zugrunde, daß die bei festen Körpern als genügend erachtete Beschreibung des Reibungsvorganges durch $R = p \cdot \mu$; $\mu = \operatorname{tg} \varphi$ (φ = Reibungswinkel), auch auf Bewegungsvorgänge in einem aus einzelnen körnigen Teilchen bestehenden Sandhaufen angewendet werden kann. Bei festen Körpern kann die Berechtigung dieses Gesetzes in einfacher Weise durch Messen der Kräfte untersucht werden. Es ergibt sich aus dieser Beziehung, daß der Reibungswinkel φ die Neigung der Ebene angibt, bei der, wenn nur Schwerkraftwirkungen vorhanden sind, für ein Gleiten der beiden Körper aufeinander gerade Gleichgewicht besteht.

Die Beobachtung zeigt, daß Schüttungen körnigen Materials unter der Wirkung der Schwerkraft nicht senkrecht anstehen können, sondern einen Winkel mit der Wagerechten bilden. Die Größe dieses Winkels ist ein Maß für den Widerstand, den die einzelnen Materialteilchen gegen ein Abrollen auf dieser Ebene finden und daher abhängig von dem Material und der Form der Bodenteilchen sind. Dieser Winkel wird im Erdbau als „natürlicher Böschungswinkel" bezeichnet und ist das Kennzeichen für die Standfähigkeit von Dammböschungen. Er sei als Neigungswinkel der Ebene definiert, auf der lose aufgebrachte Materialteile sich gerade im Grenzzustande des Gleichgewichtes gegen Abrollen befinden. Diese Definition schließt also nicht aus, daß dasselbe Material auch noch andere Böschungswinkel aufweisen kann, der „natürliche Böschungswinkel" wird sich aber immer als Konstante bei dem gleichen Material ergeben.

Es wird vorgeschlagen, diese anderen möglichen Winkel als „Standwinkel" zu bezeichnen unter der Begriffsbestimmung, daß das Material vorübergehend unter diesen Winkeln anstehen kann. Zur Erläuterung sei auf die Tatsache hingewiesen, daß erdfeuchter Sandboden auch auf großen Höhen im Abtrag unter 1 : 1 „anstehen" kann, daß diese Neigung unter den Witterungseinflüssen aber bald durch das Abrollen der losgesprengten Teile flacher werden und erst unter dem „natürlichen Böschungswinkel" zur Ruhe kommen wird. Nur wenn es möglich ist, durch Rasenabdeckung oder Pflasterung die Witterungseinflüsse auszuschalten oder zusätzliche Kräfte zu schaffen, kann dieser Standwinkel künstlich erhalten werden.

Es ist nun zurzeit in der Erddruckliteratur üblich, als Maß für die Bewegungswiderstände im Inneren eines Erdkörpers den sog. „Böschungswinkel" einzuführen. Hierbei ist meist nicht klar zum Ausdruck gebracht, ob hiermit der „natürliche Böschungswinkel" oder der „Standwinkel" gemeint ist. Wenn man die gehandhabte Bestimmungsart zur Klärung heranzieht, kommt man zu dem Eindruck, daß die beiden Winkelarten in bunter Reihe Verwendung fanden. Man kann sich häufig dabei des Eindruckes nicht erwehren, daß die Bestimmungsweise von dem Streben nach dem Berechtigungsnachweis irgend einer Theorie geleitet war. Solange man glaubt, den „Böschungswinkel" als Maßstab der inneren Reibung ansehen zu dürfen, ist schwer zu sagen, ob der natürliche Böschungswinkel oder einer der als Standwinkel bezeichneten Winkel diese Reibungskräfte richtig wiedergibt.

Es ist aber sehr wahrscheinlich, daß weder der Böschungswinkel noch ein beliebiger Standwinkel ein unmittelbares Maß für die im Inneren des Erdkörpers auftretenden Bewegungshindernisse darstellen, also gleich dem von den Begründern der Erddrucktheorie angenommenen Reibungswinkel sind, da anzunehmen ist, daß die Reibungswiderstände an der Oberfläche, die einem Abrollen der Materialteilchen entgegenstehen, nicht mit dem bedeutend verzwickteren Reibungsvorgang bei Bewegung im Erdkörper selbst gleichgesetzt werden können. In Deutschland scheinen keine Versuche über diese Frage angestellt worden zu sein. Dr. Terzaghi hat in seinem bekannten Buche den Bewegungswiderständen im Boden längere Ausführungen gewidmet. Er berichtet dort von beachtenswerten Versuchen der Am. Found. Comm., die zum Ziel hatten, diese Vorgänge zu klären.

Es ergaben sich dort für Sand Reibungswerte zwischen 0,25 und 0,44 und zwischen 0,31 und 0,70, je nach der Art des Belastungsvorganges und des Flächendruckes.

Nach diesen Versuchsergebnissen müßte der Reibungswert mit zunehmendem Flächendruck sinken und mit der Zahl der Belastungen zunehmen. Ob bei der gewählten Versuchsanordnung die Gewähr einer einwandfreien Messung der gesuchten Kräfte erreicht wurde, müßte eine genauere Nachprüfung dieser Versuche ergeben. Der natürliche Böschungswinkel ist in der erwähnten Quelle leider nicht angegeben, so daß er nicht zum Vergleich herangezogen werden kann.

Terzaghi bezweifelt selbst, daß durch die Versuchseinrichtung, einen Stahlzylinder mit drehbarem Kolben, eine mit den in Wirklichkeit auftretenden Verhältnissen genügende Übereinstimmung vorhanden war. Er sieht als einziges Mittel die Errechnung des Reibungswinkels aus dem Versuch selbst. Auf Grund seiner eigenen Erddruckversuche rechnet er aus, daß der Reibungswinkel entsprechend den Bewegungserscheinungen im Erdkörper für den Seitendruck auf eine Stützwand drei Hauptwerte annehmen kann. Bezeichnet φ_0 den Reibungswinkel in der Füllung bei starrer

[1]) Siehe Feld, S. 1451.

Wand, φ_1 den Winkel bei der ersten durch eine Wandbewegung hervorgerufenen Gleitung, φ_2 den Winkel bei der zweiten durch die gleiche Ursache hervorgerufenen Gleitung und φ den natürlichen Böschungswinkel, so schließt er aus seinen Versuchsergebnissen, daß $\varphi_2 > \varphi_1 > \varphi > \varphi_0$ ist. Die Beobachtungen Terzaghis dürfen aber auch dahin ausgelegt werden, daß der bei der ersten Gleitung auftretende Winkel φ_1 den Höchstwert des Reibungswinkels darstellt und daß das Eintreten eines noch größeren Winkels φ_2 nur als Ursache seiner rechnerischen Bestimmungsart zu werten ist, zu der er für beide Gleitungen den Wert für glatte Druckwand $E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \mathrm{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ heranzieht, während in Wirklichkeit durch die erste Gleitung an der Wand selbst Reibungskräfte auftreten, die infolge der schräg gerichteten Erdkraft die Anwendung einer anderen Formel bedingen würden. Der für den Ruhedruck aus der gleichen Formel berechnete Wert $\varphi_0 < \varphi$ ist ohne weiteres möglich, da ja die Bewegungsmöglichkeit der Sandkörner während der Füllung nur sehr begrenzt und richtungslos ist und zur Erweckung der Reibungskraft eine gewisse Bewegung notwendig ist. Zu der letzten Bemerkung sei auf die lehrreichen Reibungsversuche verwiesen, die Engels 1896 in der Zeitschrift für Bauwesen veröffentlichte.

Als Beleg für die den Ansichten Terzaghis nicht entsprechende Auslegung des Auftretens von φ_2 sei wieder auf die Franziusschen Versuche über passiven Erddruck und auf die Arbeit des Verfassers hingewiesen.

Man hätte auch dort bei Anwendung der Terzaghischen Bestimmungsart des Reibungswinkels unabhängig von den Bewegungserscheinungen der Druckwand zu anderen Reibungswinkeln für die der Bewegung entsprechenden verschiedenen Grenzzustände des Gleichgewichts kommen können. Die Vermutung, daß der Böschungswinkel allem Anschein nach nicht das richtige Mittel für die Erfassung der Reibungswiderstände ist, wurde auch in dem erwähnten Versuchsbericht geäußert und als Erklärung für die gegenüber der Theorie unter Benutzung des natürlichen Böschungswinkels zu hohem Versuchswerte angesprochen.

Vorstehende Ausführungen lassen es für die Erweiterung unserer Erkenntnis auf dem Gebiete des Erddruckes angebracht erscheinen, die wichtige Frage nach der Höhe der einzusetzenden Grundwerte zu klären, da erst dann über das Zutreffen der einzelnen Theorien geurteilt werden kann. Es ist dazu notwendig, zunächst klare Begriffsbestimmungen einzuführen. Als Anregung können die hier schon gebrauchten Bezeichnungen „natürlicher Böschungswinkel", „Standwinkel" und „Reibungswinkel" dienen. In den Vordergrund aller Auswertungen von Versuchen ist dann die Ermittlung des Reibungswinkels zu stellen, wobei auf die Bewegungsvorgänge im Erdkörper als Funktion der Versuchseinrichtung erhöhtes Augenmerk zu richten ist, weil nur durch den Nachweis des Eintreffens der errechneten Kraftgrößen und der der Rechnung unterstellten Bewegungserscheinungen eine Verallgemeinerung der Versuchsergebnisse gewonnen werden kann. Es muß hierbei im Interesse der Praxis angestrebt werden, durch neben den Erddruckversuchen hergehende Reibungsversuche, bei denen jeweils dasselbe Bodenmaterial wie im Hauptversuch Verwendung finden muß, ein einfaches Verfahren für die Bestimmung der für die Grenzzustände des Gleichgewichts einzusetzenden Reibungswinkel zu finden, da man bei den unendlich mannigfaltigen Erscheinungsformen des Bodens allem Anschein nach durch Beschreibung der Bodenarten keine befriedigende Lösung erhalten wird.

Derartige Versuche sind in der Versuchsanstalt für Grundbau an der Technischen Hochschule Hannover im Zusammenhang mit der Fortführung der Versuche über den passiven Erddruck geplant. Infolge der dort vorhandenen und in der Fertigstellung begriffenen Versuchseinrichtungen wird es möglich sein, die an kleinen Modellversuchen von 50 cm Wandhöhe gewonnenen Ergebnisse an der den wirklichen Verhältnissen nahekommenden Versuchseinrichtung von 2 m Wandhöhe nachzuprüfen, so daß die erreichbare Zuverlässigkeit in den Versuchsergebnissen als sehr groß angesehen werden kann. Da auch an anderer Stelle Erddruckversuche ausgeführt werden dürften, schien es angebracht, diese Fragen zur Aussprache zu stellen.

Alle Rechte vorbehalten.

Schiffahrtstraße Basel—Straßburg.

Von Dr.-Ing. **Ottmann**, Ministerialdirektor a. D., Berlin.

Der Rhein ist der bei weitem verkehrsreichste Strom Europas und nimmt unter den Wasserstraßen Deutschlands eine überragende Stelle ein. Im Jahre 1913 entfielen auf sein Flußgebiet 53,7 %, also mehr als die Hälfte des gesamten deutschen Wasserstraßenverkehrs, und es betrug in dem genannten Jahre der Umschlagsverkehr in den Häfen zu und bei Duisburg nicht weniger als 38 760 000 t, während der Güterverkehr des Rheins an der deutsch-niederländischen Grenze sich auf 37 530 000 t belief.

Die Länge des Stromes beträgt von seinem Austritt aus dem Bodensee bis zu seiner Mündung in die Nordsee 1027 km. Hiervon entfallen auf die zweifellos zu kanalisierende Strecke von Konstanz bis Basel 166 km; der durch Regulierung ausgebaute Stromlauf von Straßburg abwärts bis zur deutschen Grenze ist 571 km lang, während sich 163 km in den Niederlanden befinden; der Flußabschnitt aber zwischen Basel und Straßburg, dessen Gestaltung zur Großschiffahrtstraße noch aussteht, hat eine Länge von 127 km. Für diese Stromstrecke kommen drei Ausbaumöglichkeiten[1]) in Betracht, nämlich die Regulierung, die Kanalisierung und die Herstellung eines Seitenkanals.

Bei Außerachtlassung der politischen Seite dieser Frage müßte die letztgenannte Lösung von vornherein ausgeschaltet werden, denn die Anlage eines Seitenkanales kann stets nur dann in Frage kommen, wenn die Herstellung einer ausreichend guten Schiffahrtstraße innerhalb des Flußbettes nicht erreichbar ist, also weder durch eine Regulierung noch durch eine Kanalisierung. Bei dem in Rede stehenden Abschnitte des Rheins liegen diese beiden Lösungen jedoch durchaus im Bereiche der Möglichkeit.

Wenn trotzdem auch der Seitenkanal hier erörtert werden muß, so ist dies lediglich durch die Sachlage begründet, die der Friedensvertrag von Versailles insbesondere durch seine Artikel 355 und 358 bis 360 geschaffen hat.

Der Artikel 358 ist insofern in sich widerspruchsvoll, als er Frankreich das Recht gibt, „zur Speisung der bereits gebauten oder noch zu bauenden Schiffahrts- und Bewässerungskanäle oder für jeden anderen Zweck Wasser aus dem Rhein zu entnehmen" und gleichzeitig bestimmt, daß die Ausübung dieses Rechtes „weder im Rheinbett noch in den etwa an seine Stelle tretenden Ableitungen die Schiffbarkeit beeinträchtigen oder die Schiffahrt erschweren darf (ne devra ni nuire à la navigabilité, ni réduire les facilités de la navigation, soit dans le lit du Rhin, soit dans les dérivations, qui y seraient substituées)". Diese Bestimmungen sind miteinander nicht vereinbar, denn jedwede Wasserableitung aus einem Strome vermindert dessen Wassermenge und beeinträchtigt damit seine Schiffbarkeit. Ob dies in unzulässigem oder in erträglichem Maße geschieht, hängt von der Menge des vorhandenen und des entzogenen Wassers ab. Daß aber die Schiffahrt in einem künstlichen Kanal unter allen Umständen — also selbst dann, wenn in ihm nicht eine durch die Wasserkraftausnutzung bedingte starke Strömung herrscht — ungünstigere Vorbedingungen als in dem großen Bett des Rheinstromes findet, dürfte unbestritten und unbestreitbar sein. Der Seitenkanal widerspricht nicht etwa nur den Belangen Deutschlands, der Schweiz und aller übrigen auf dem Rhein Schiffahrt treibenden Nationen, sondern er ist weder wasserbautechnisch, noch schiffahrttechnisch, noch verkehrstechnisch, noch hinsichtlich des Wasserkraftgewinnes irgendwie zu rechtfertigen.

Dieser Seitenkanal, der 115 km lange und mit acht Schleusen geplante „Grand Canal d'Alsace", wird aber schwerlich als unabänderliche Tatsache hingenommen zu werden brauchen, weil die augenblicklich maßgebenden Kreise Frankreichs sich für ihn interessieren und sich für seine Schaffung einsetzen. Sehr bald nämlich wird sich in Frankreich die Erkenntnis durchsetzen, daß die Geldmittel für diese teure Wasserstraße, die für die Schiffahrt unzulänglich ist und für den Kraftgewinn nicht die beste Lösung bietet, nicht aufzubringen sind, und daß überdies die auch von Frankreich verfolgten Ziele der weitestgehenden Ausnutzung der Wasserkräfte und der Schaffung einer leistungsfähigen Wasserstraße viel besser und wesentlich billiger erreicht werden, wenn das vorhandene Strombett nicht verlassen, sondern für die neue Wasserstraße beibehalten und ausgenutzt wird. Dann werden die Baukosten sehr erheblich geringer, denn es entfällt der teure Grunderwerb nebst den linksrheinisch durch Sickerungen und rechtsrheinisch durch Grundwassersenkungen verursachten Grundentwertungs-Entschädigungen; des weiteren treten an die Stelle der umfangreichen Erdarbeiten verhältnismäßig geringe Baggerungen; ferner werden die kostspieligen Brückenbauten erspart sowie die Entschädigungen für Wasserentziehungen und für Wirtschaftserschwernisse, und es werden schließlich die großen Geldbeträge entbehrlich, die der Seitenkanal für die Dichtung und für deren Schutzschicht erfordert.

Auf die Regulierung des Rheins wird Frankreich aber nie eingehen und einer solchen mit allen Möglichkeiten hindernd entgegentreten, da bei der Regulierung des Stromes eine Kraftausnutzung, auf die es nicht verzichten zu können glaubt, schlechterdings unmöglich ist.

Es fragt sich also, ob die Regulierung für die Schiffahrt in dem vorliegenden Falle so große Vorteile bietet, daß auf die Kraftausbeute verzichtet werden kann.

Daß der Schiffahrt mit einem gut regulierten Strome wesentlich besser gedient ist als mit einem kanalisierten Flusse, darüber kann es bei keinem Sachkundigen, und zwar sowohl der Schiffahrt als auch des

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 23, S. 237: A. Schneider, Die Wasserstraße Straßburg—Basel. Rheinregulierung, Seitenkanal oder Rheinkanalisierung?

Wasserbaues, irgendwelchen Zweifel geben. Selbst ein gewisser Verlust an der Schiffahrtzeit für den Betrieb vollschiffiger Fahrzeuge wird durch den Fortfall der Schleusungsaufenthalte wettgemacht. Auch im Interesse der Landeskultur ist die Regulierung eines Flusses seiner Kanalisierung im allgemeinen vorzuziehen. Bei dem Ausbau eines Stromes zu einer leistungsfähigen Wasserstraße ist auf die Regulierung erst dann zu verzichten, wenn die Wassermenge dafür zu gering oder wenn das Gefälle dafür zu groß ist.

Um die Erfolge zu ermitteln, die durch eine Regulierung der Stromstrecke von Basel bis Straßburg erreicht werden können, ist es notwendig, den stromabwärts belegenen Abschnitt, also die Strecke Straßburg—Sondernheim zum Vergleich heranzuziehen. Oberbaurat Spieß[2]) zu Karlsruhe hält, offensichtlich beeinflußt durch seine Mitwirkung an diesen Regulierungsarbeiten, deren Erfolg für einen vollkommenen. Beachtenswerte Kreise der Rheinschiffahrt teilen diese Anschauung keineswegs, und auch Oberbaurat Dr.-Ing. Kupferschmid[3]) zu Karlsruhe, unter den Wasserbauingenieuren wohl der beste Kenner des Oberrheins, beurteilt die Sachlage erheblich ungünstiger. Er erkennt zwar — und mit vollem Recht — an, daß durch die Regulierung eine sehr bedeutende Verbesserung des Fahrwassers erreicht worden ist; er betont jedoch, daß das Ergebnis hinter dem zurückgeblieben ist, was man sich versprochen hatte, und daß die Strecke von Straßburg bis Sondernheim derjenigen zwischen Mannheim und St. Goar noch nicht gleichwertig ist, also noch nicht durchweg eine Wassertiefe von 2 m bei gemitteltem Niedrigwasser aufweist; eine solche aber hält er durch nachträglich vorzunehmende Feinregulierungen für erreichbar. Daß Herr Spieß[4]) bei dieser Sachlage die baldige Schaffung einer Mindestwassertiefe des regulierten Stromes von 2,5 m für den gleichwertigen Wasserstand bis hinauf nach Basel in Aussicht stellt, wird vor einer ernsthaften, sachkundigen und ihrer Verantwortung bewußten Kritik nicht bestehen können.

Wenn trotz des vortrefflich angelegten und gut durchgeführten Regulierungswerkes die in Aussicht genommene Fahrwassertiefe von 2 m bis hinauf nach Straßburg bei einem bei niedrigen Beharrungszuständen vorhandenen Stromgefälle bis etwa 1 : 1600 nur mit Mühe erreicht werden wird, so liegt der Stromabschnitt Straßburg—Sondernheim eben an der Grenze der Regulierbarkeit für die Großschiffahrt, und es ergibt sich daraus ohne weiteres, daß derselbe Erfolg — eine gewisse Verbesserung der bestehenden Verhältnisse ist natürlich zu erreichen — nicht mehr zu erwarten ist, wenn bei einiger Verringerung der Wassermenge das Gefälle so stark anwächst, wie dies oberhalb Straßburgs der Fall ist, wo es sich bis auf 1 : 900 steigert. Auch der mit den Verhältnissen des Rheins hervorragend vertraute holländische Wasserbauingenieur C. A. Jolles[5]) vertritt die Anschauung, daß der durch die Stromregulierung zwischen Straßburg und Sondernheim hergestellte Schiffahrtweg nicht das ist, was man von der teueren Ausführung erwartet hatte, und daß mit einer Regulierung der Stromstrecke von Basel bis Straßburg insbesondere darum nicht gerechnet werden kann, weil die von Tulla im Interesse der Landesmelioration[6]) hergestellten zahlreichen und langgestreckten Durchstiche eine solche unmöglich gemacht haben. Dr.-Ing. Kupferschmid aber betont in zutreffender Weise, daß die für Straßburg—Sondernheim angewendete Regulierungsart für die völlig anders gestaltete Stromstrecke von Basel bis Straßburg, die sich in einem durchaus unfertigen Zustande befindet, keineswegs anwendbar ist.

Selbst aber wenn man die mit guten Gründen belegbare Meinung vertritt, daß bei dem freien Flußlaufe die gegen den kanalisierten Strom etwa dreifachen Schleppkosten ebenso in Kauf genommen werden können wie der Übelstand, daß alljährlich während beträchtlicher Zeiträume die Kähne nur mit stark verringerter Abladung verkehren können, so wird eine Regulierung dann schlechterdings wertlos, sobald von Frankreich ein Seitenkanal hergestellt wird. Denn diesem sollen bis zu 800 m³ [7]) Wasser unter der Annahme zugeführt werden, daß diese Wassermenge neben den 30 m³, die zur Speisung des Hüninger Zweigkanals und des Rhein-Rhône-Kanals erforderlich sind, dem Rhein während etwa zwei Drittel des Jahres entnommen werden können. Frankreich plant den kostspieligen Seitenkanal doch nicht, um durch ihn zeitweilig überflüssige Wassermengen des Rheins aufzunehmen und in Energie umzusetzen, sondern es will die Wasserkraftmaschinen wirtschaftlich ausnutzen und wird dem Wasserkraftbetrieb viel mehr Aufmerksamkeit und Sorgfalt zuwenden als der Schiffahrtstraße des Rheinstromes. Die dann für den Stromlauf eintretenden, geradezu verheerenden Wirkungen ergeben sich aus dem Vergleich der Kraftwassermenge von 800 m³ mit den vorhandenen Wassermengen [8]) des Rheins, die bei Basel betragen bei

Niedrig-Wasser	340 m³
Winter-Mittelwasser	770 „
Jahres-Mittelwasser	1000 „
Sommer-Mittelwasser	1280 „
Hochwasser	2030 „
höchstem Hochwasser	5500 „ .

Der Rhein würde nicht nur als Schiffahrtstraße völlig entwertet werden, sondern es würden durch das nahezu trocken laufende Flußbett — ihm sollen nur 50 m³ verbleiben — auch Wasserversorgungsmöglichkeiten vernichtet werden und durch die wasserfrei laufenden ausgedehnten Flächen gefährliche Krankheitsherde entstehen.

Daß die sehr erheblichen Kosten für eine Regulierung aufgewendet werden, bevor Sicherheit dafür geschaffen ist, daß der Seitenkanal nicht zur Ausführung gelangt, muß doch wohl als ausgeschlossen gelten, denn die gesamten Arbeiten würden vergeblich geleistet sein, sobald etwa der Seitenkanal — wenn auch nur auf einer kurzen Zwischenstrecke — ausgeführt wird.

Wer soll denn überhaupt die vorläufig auf 50 Millionen Goldmark geschätzten Regulierungskosten tragen? Frankreich, das die große Rheinschiffahrt nicht über Straßburg hinaus stromaufwärts fortgeführt zu sehen wünscht und der Regulierung möglichst viele Schwierigkeiten bereiten wird, bewilligt ganz gewiß keinerlei Beitrag. Die geldliche Beteiligung Deutschlands könnte nur sehr unbedeutend sein, weil seine geldliche Leistungsfähigkeit so beschränkt ist, daß es jede irgendwie noch aufschiebbare größere Ausgabe vermeiden muß und nicht einmal das, insbesondere für die Kohlenversorgung von Berlin hervorragend wichtige, Schlußstück des Mittellandkanales finanzieren kann, also der vordringlichsten Wasserstraßenforderung nicht zu genügen vermag. Dazu kommt, daß dem gewiß nicht zu leugnenden Vorteil, der auch der deutschen Rheinschiffahrt aus der über Straßburg hinauf gut schiffbar gemachten Rheinwasserstraße erwächst, der nicht zu unterschätzende Nachteil gegenübersteht, daß sowohl der Umschlagverkehr von Mannheim und Kehl als auch die sich an diesen anschließenden sehr erheblichen Eisenbahntransporte empfindliche Einbuße erleiden, sobald eine gute Wasserstraße zunächst bis Basel und späterhin darüber hinaus bis nach Konstanz zur Verfügung steht.

Nach Abwägung aller Verhältnisse wäre also die Schweiz, zumal da zwischen Straßburg und Basel beachtenswerte Umschlagplätze nicht vorhanden sind, die fast alleinige und jedenfalls die hauptsächlichste Nutznießerin der Rheinwasserstraße von Straßburg-Kehl bis Basel; sie müßte demnach beinahe die gesamten Ausbaukosten allein aufbringen. Ob sie dazu willens und in der Lage ist, möchte berechtigten Zweifeln unterliegen.

Daß der Rhein durch Regulierung oder durch Kanalisierung zur Schiffahrtstraße ausgebaut wird, und daß gleichzeitig der Seitenkanal hergestellt wird, wobei verdoppelte Verdunstungsflächen geschaffen werden würden, ist schlechterdings unmöglich. Wenn das Rheinwasser in den Seitenkanal abgelenkt wird, dann behält das Strombett keine nennenswerten Wassermengen, es hat nur die für die Energiegewinnung nicht verwertbaren Wassermassen abzuführen und ist für die Schiffahrt völlig unbrauchbar. Es würde zu einem gesundheitschädlichen Rinnsal herabgewürdigt sein. Auch eine Kanalisierung ist neben einem Seitenkanal unmöglich, da ihr dann die finanzielle Grundlage fehlt durch das Kraftwasser, das dem Strombett zugunsten des Seitenkanals entzogen ist. Der Seitenkanal aber ist die bei weitem teuerste der drei Ausbaumöglichkeiten, und seine gesamte Kosten müßten von Frankreich ganz allein getragen werden, das dazu schwerlich in der Lage sein wird. Bereits in der am 10. Mai 1922 in Straßburg abgehaltenen Zusammenkunft der deutschen, französischen und schweizerischen Delegierten ist zum Ausdruck gekommen und protokollarisch festgelegt worden, daß die Aufbringung der Kosten für die neben dem Seitenkanal auszuführende Regulierung, also der außerordentlich hohen Geldbeträge iür die beiden nebeneinander herlaufenden Wasserstraßen sowohl in Frankreich als auch in der Schweiz und auch in Deutschland auf kaum zu überwindende Schwierigkeiten stoßen wird.

Nur durch die Zusammenfassung aller Kräfte auf ein einziges Werk kann ein alle Beteiligten befriedigender Erfolg erreicht werden. Diese sollten also nochmals die Frage gründlich prüfen, ob nicht doch noch eine Einigung hinsichtlich der Schiffahrtstraße zwischen Basel und Straßburg zu erzielen ist.

Der Seitenkanal ist für Deutschland und die Schweiz gleich unannehmbar, da er, zumal bei der von dem Kraftwasser erzeugten Strömung, keine ausreichend gute Schiffahrtstraße bietet. Die Stromregulierung neben dem Seitenkanal ist technisch unmöglich und scheidet für Frankreich völlig aus, da dieses glaubt, auf die Wasserkraftausnutzung nicht verzichten zu können. Bei dieser Sachlage bleibt als erreichbares und Erfolg ver-

[2]) Wasserstraßen-Jahrbuch 1925/1926, München, S. 23 bis 65.

[3]) Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1926, Heft 1, und Rheinisch-Westfälische Zeitung vom 28. Februar 1926.

[4]) S. 30 des obengenannten Wasserstraßen-Jahrbuches.

[5]) De Ingenieur 1918, Nr. 27 vom 6. Juli.

[6]) Honsell, Die Kanalfrage und die Rheinkorrektion, S. 23. Berlin 1878. Verlag von Julius Springer.

[7]) Annuaire de la Houille Blanche Française, 3. Jahrgang, 1919/20.

[8]) Mattern, Zeitschr. d. V. d. I. 1921, S. 41 u. f.

sprechendes Ziel nur die Kanalisierung des Stromabschnittes übrig, für die Dr. Kupferschmid einen eingehend durchgearbeiteten Vorentwurf bereits aufgestellt hat. Lediglich die Kanalisierung bietet eine allen berechtigten Ansprüchen der Rheinflotte genügende Schiffahrtstraße, bei der auch dem Streben nach Energiegewinn in weitestgehendem Maße und in einer der Schiffahrt durchaus unschädlichen Weise Rechnung getragen wird. Durch diese Wasserkräfte, die bei einem vorhandenen Gefälle von etwa 90 m und einer zu verarbeitenden Wassermenge von ungefähr 800 m^3 mit annähernd zwei Milliarden kWh verwertbar sein werden, wird die Kanalisierung ungeachtet ihrer hohen und 250 Mill. R.-M. mutmaßlich übersteigenden Kosten geldlich ermöglicht werden.

Deutschland hat an dem Ausbau der Rheinschiffahrtstraße oberhalb Straßburgs jedenfalls kein so gesteigertes Interesse, daß es sich bei der Behandlung dieser Frage nicht größte Zurückhaltung auferlegen könnte. Das sollte es aber auch tun. Denn sehr bald wird die Schweiz erkennen, daß durch die Regulierung des Rheins eine nicht vollbefriedigende Wasserstraße zwischen Basel und Straßburg geschaffen werden kann, und daß diese Wasserstraße völlig und dauernd bedeutungslos wird, sobald innerhalb dieses Stromabschnittes auch nur eine einzige Haltung des französischen Seitenkanales zur Ausführung gelangt. Von dessen Gesamtausführung aber wird Frankreich der hohen Kosten wegen und der allgemeinen Unwirtschaftlichkeit halber abzusehen gezwungen sein. Dann wird es sich mit Deutschland und der Schweiz über eine Kanalisierung verständigen, durch die allein der gleichzeitig wahrzunehmenden Belange sowohl der Schiffahrt als auch der Wasserkraftausnutzung in weitestgehendem Maße gedient werden kann.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Juni ausgegebene Heft 12 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Wedepohl: Neuere Arbeiten von Architekt Professor Dr. Wilhelm Kreis, Düsseldorf. — Neuere Arbeiten von Architekt E. Pietrusky, Waldenburg i. Schles. — Hoßfeld: Farbige Häuser. — Ein Vierfamilienhaus Architekt G. Lüdecke, B. D. A.

Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, vom 19. Juni 1926 — 82 D 5268 — **betreffend Berechnung eiserner Brücken.**

Es scheinen Zweifel darüber zu bestehen, ob die bei der Berechnung oben offener Brücken anzunehmende Seitenkraft von 1/100 der größten Stabkraft der beiden benachbarten Gurtstäbe als Haupt- oder als Zusatzkraft zu betrachten ist. Diese Seitenkraft ist als Hauptkraft aufzufassen; für die Pfosten, Querträger und Querrahmen, die hiermit zu berechnen sind, gelten demnach die zulässigen Spannungen der Spalte 3 der Tafel 15, in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE). Das Eisenbahn-Zentralamt ist beauftragt, Deckblätter zu den Berechnungsgrundlagen zu verteilen.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1925 entnehmen wir über die Bautätigkeit, daß diese wegen der schwierigen Finanzlage beschränkt blieb auf solche Ausführungen, die für eine sichere und wirtschaftliche Betriebsführung unbedingt nötig waren. Mit Unterstützung der beteiligten Länder, Provinzen und Kreise wurden die stillgelegten Bauausführungen Velbert—Kettwig, Meinerzhagen—Krummenerl, Titisee—Seebrugg, Oppenau—Peterstal, Göppingen—Boll, ferner die Düsseldorfer Bahnhofsverbesserungen und Bahnhofumbauten wie Duisburg, Mülheim-Heißen usw. wieder in Gang gebracht.

An neuen Bahnstrecken wurden fertiggestellt und in Betrieb genommen Stentsch—Bomst—Neu-Bentschen—Landesgrenze, Bad Schwartau—Haffkrug, Uelzen—Dannenberg, Velbert—Heiligenhaus. Der 11,5 km lange Wattenmeerdamm für die Nebenbahn Niebüll—Westerland zwischen dem Festlande und der Insel Sylt ist so weit gefördert, daß schon ein Fördergleis auf volle Dammlänge vorgestreckt werden konnte.

Die Güterumgehungsbahn Arnsdorf—Liegnitz wurde dem Betrieb übergeben, der Verschiebebahnhof Hamm, der größte der Reichsbahn, sowie die Bahnhöfe Eidelstedt bei Altona und Meinersdorf bei Kiel wurden fertiggestellt.

Vielfach wurden Gleisbremsen nach Bauweise „Thyssenhütte“ und „Jordan“, und (auf Bahnhof Seddin) die Beschleunigungsanlage „Pösentrup-Heinrich“ eingebaut.

Der Grenzbahnhof Neu-Bentschen wurde für den Güter- und Tierverkehr dem Betrieb übergeben, die Bahnhöfe Sosnitza, Flensburg Weiche und Süderlügum sind fertiggestellt, Schneidemühl der Vollendung nahe. Auf den Grenzbahnhöfen an der deutsch-elsässischen Grenze Wintersdorf, Kehl, Breisach, Neuenburg und Palmrain sind Behelfsanlagen geschaffen worden. Die Geschäftsgebäude der Reichsbahndirektionen Oppeln und Trier sind fertiggestellt und bezogen worden.

Über die Bahnunterhaltung wird berichtet, daß der Zustand der eisernen Brücken durch umfangreiche Entrostungs- und Anstricharbeiten und durch Erneuerung schadhafter Brückenbalken und -beläge weiter verbessert wurde. Die Verstärkung und der Umbau von eisernen Brücken, die durch die schwerer gewordenen Betriebsmittel unzulässig hoch beansprucht werden, ist nachdrücklich gefördert worden; die Strecken Berlin—Hanau und Hannover—Hamm—Köln wurden für P 10-Lokomotiven hergerichtet.

Bei zahlreichen neuen eisernen Überbauten wurde mit gutem Erfolge der hochwertige Baustahl St 48 verwendet. Die Nachrechnung der eisernen Eisenbahnbrücken wurde gefördert, die für Eisenbeton- und Steinbrücken eingeleitet.

Die Signal- und Sicherungsanlagen sind dort, wo betriebliche und wirtschaftliche Vorteile erzielt werden konnten, ergänzt worden. Verschiedentlich (z. B. im Bezirk Köln) wurden Einrichtungen geschaffen, die gestatten, in verkehrsschwacher Zeit Stellwerke vorübergehend außer Betrieb zu setzen. Elektrische Weichen- und Signalbeleuchtung wurde weiter durchgeführt. Auf der Strecke Lauban—Dittersbach sind versuchsweise Lichttagessignale aufgestellt. Elektrische Strecken- und Stationsblockung sowie die Aufstellung von Doppellichtvorsignalen wurde gefördert.

Mit aller Kraft wurde an der Verbesserung des Oberbauzustandes gearbeitet, um der Forderung erhöhter Geschwindigkeiten und vermehrter Zuglasten zu entsprechen. Die planmäßig vorgesehene Gleiserneuerung in Länge von 3000 km konnte annähernd voll durchgeführt werden, ebenso die übrigen geplanten Arbeiten. Der nach badischem Muster gebildete Reichsoberbau B mit Schienen S 49 auf Eisenschwellen wurde auf rd. 1200 km Länge erstmalig verlegt, der nach oldenburgischem Muster gebildete Reichsoberbau O mit Schienen S 49 auf 80 km versuchsweise eingebaut. In Versuchstrecken wurden geschweißte Schienenstöße hergestellt.

Bei dem Herstellen der Gleisbettung wurden dadurch Fortschritte erzielt, daß man die Bettung vor dem Verlegen des Oberbaues durch Stampfen dichtete und vor dem Verlegen der eisernen Schwellen sogenannte Füllkasten anwendete. Verschlissene Oberbaustoffe wurden, soweit dies wirtschaftlich war, aufgearbeitet und wiederhergestellt. Ls.

Zwei Ehrenpromotionen der Technischen Hochschule Wien. Am 10. Juni 1926 hat die Technische Hochschule Wien zwei auf dem Gebiete des Brückenbaues rühmlichst bekannte Männer, nämlich den vom Lehramte zurückgetretenen Professor Dr. Melan, Prag, und den auf einer Europareise befindlichen Consulting Engineer Dr.-Ing. ehr. Gustav Lindenthal, New York,[1]) zu Doktoren der technischen Wissenschaften ehrenhalber ernannt.

Gebührenordnungen (G. O.) der Architekten und Ingenieure. Mit dem Datum des 10. November 1925 ist eine Neufassung der beiden G. O. jetzt erschienen. Dieses Datum entspricht der Veröffentlichung dieser Änderungen, zunächst als Empfehlung des AGO zur Vereinbarung bei Neuaufträgen, da damals noch mit den Reichsbehörden über die Anerkennung dieser Änderungen verhandelt wurde. Nachdem diese Anerkennung mit Rücksicht auf die Preisabbau-Aktion der Reichsregierung auf unbestimmte Dauer abgelehnt war, entschloß sich dann der AGO, auf die Anerkennung zu verzichten. Die bisher nur empfohlenen Änderungen, die im übrigen mit dem technischen Referenten im Reichsfinanzministerium vorher vereinbart waren, sind nun in die Neufassung hineingearbeitet.

Die wesentlichen Änderungen beider G. O. sind:

1. Berechnung der Gebühr von der heutigen Baukostensumme, nicht mehr von der Friedensbausumme unter Festhaltung der Prozenttabelle der G. O. vom 1. Juli 1923.
2. Fortfall des Multiplikators 0,85, aber Gewährung eines Abschlages auf die nach 1 berechnete Gebühr mit Rücksicht auf die Spannung zwischen Lebenshaltungs- und Baukosten-Index. Entsprechend der Bekanntmachung vom 10. November 1925 ist an einem Abschlag von 15 % festgehalten, trotzdem dieser heute schon nicht mehr ganz zutrifft.
3. Stundensatz für Leistungen nach der Zeit 8 R.-M. (statt bisher 5 R.-M.), erste Stunde 20 R.-M., beides ohne Multiplikator 0,85.
4. Reiseaufwand-Entschädigung 25 R.-M. für den Tag ohne, 35 R.-M. für den Tag mit Übernachten (statt bisher 20 und 25 R.-M.), beides ebenfalls ohne Multiplikator.

In der G. O. der Architekten ist außerdem eine Ermäßigung für den Entwurf als Sonderleistung und für Wiederholungen vorgesehen.

Im übrigen werden für den AGO die G. O. vom 1. Juli 1923 nunmehr als Mindestvergütungen aufgehoben. Die Neufassungen vom 10. November 1925 tragen aber den Anerkennungsvermerk der Reichsbehörden nicht mehr.

Die G. O. sind durch den Verlag von Julius Springer, Abt. II, Berlin W 9, Linkstraße 23/24, zu beziehen. F. Eiselen.

Lichtsignale mit vier Signalbildern. Unsere deutschen Formsignale, sowohl das Arm- wie das Scheibensignal, zeigen nur zwei Signalbilder. In Amerika und auch in England ermöglichen die Armsignale, die dort auch als Vorsignal dienen, zwei oder drei Signalbilder; ebenso werden mit den Lichtsignalen, die neuerdings auch bei Tageslicht mehr und mehr angewendet werden, zwei oder drei Signalbegriffe vermittelt. Bei einer neuen Signalanlage in England auf einer Londoner Stadtstrecke der Südbahn sind neuerdings Lichtsignale eingeführt worden, die dem heran-

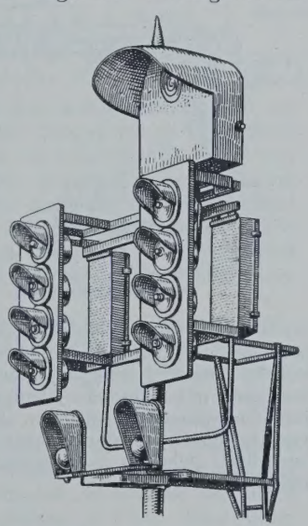
[1]) S. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 27, S. 411.

nahenden Zug vier verschiedene Bilder zeigen können. Während bei den dreistelligen Formsignalen und den entsprechenden Lichtsignalen jedes Signal zugleich als Vorsignal für das nächste, dann als Hauptsignal aufzufassende Signal dient, kann bei dem Lichtsignal mit vier Bildern nicht nur der Zustand, ob frei oder besetzt, der nächsten zwei, sondern sogar der nächsten drei Streckenteile angezeigt werden. Wir haben also dann nicht nur eine Art Übereinandergreifen von zwei, sondern sogar von drei Sicherungsstrecken.

Die neuen Lichtsignale mit vier Bildern zeigen, wie allgemein üblich, grünes Licht für freie Fahrt; Doppelgelb kündet an, daß das nächste Signal in der Warnstellung, das übernächste auf Halt steht, einfaches Gelb fordert zu verlangsamter Fahrt auf, damit der Zug vor dem nächsten Signal zum Halten gebracht werden muß, und Rot bedeutet auch hier wie anderwärts auch Gefahr, Strecke besetzt, also Halt!

Bei den älteren englischen Signalen, die Vor- und Hauptsignal an einem Mast vereinigen, muß der Führer unter Umständen ein rotes Licht überfahren. Man hat nunmehr in England endlich erkannt, daß das ein unmöglicher Zustand ist; das Verbot weiter zu fahren, das durch rotes Licht vermittelt wird, darf unter keinen Umständen umgangen werden, ein Standpunkt, den die deutsche Signaltechnik von jeher eingenommen hat. Er ist nunmehr auch bei dem Lichtsignal mit vier Signalbildern durchgeführt.

Lichtsignale haben manche Vorzüge vor den Armsignalen. Sie zeigen Tag und Nacht dasselbe Bild in voller Deutlichkeit; sie nehmen weniger Raum ein, können daher besonders auf Stadtstrecken, wo der Platz beschränkt ist, bequemer untergebracht werden als jene, und zwar etwa in Augenhöhe des Lokomotiv- oder Triebwagenführers, so daß sie für ihn leichter auffindbar sind als die hohen Armsignale, sich ihm sogar aufdrängen. Möglich geworden sind die Lichtsignale erst durch die neuzeitliche Entwicklung der Elektrotechnik und der Beleuchtungstechnik, und in dem Umstande, daß bewegliche Teile, außer solchen, die im Inneren der Signallampe liegen, und Drahtzüge vermieden sind, liegt ein weiterer erheblicher Vorteil der Lichtsignale. Die Kabel, die zu den Lichtsignalen führen, sind leichter unterzubringen als die Drahtzüge für fernbediente Formsignale, und Störungen, die bei dem Wetter ausgesetzten, beweglichen Teilen durch Klemmen, Rosten und aus ähnlichen Ursachen leicht vorkommen, sind vermieden. An den Kabeln sind Unterhaltungsarbeiten überhaupt kaum nötig, und da die beweglichen Teile, wie schon angedeutet, eingeschlossen sind, außerdem stoßfrei bewegt werden, erfordern auch sie keine erheblichen Arbeiten zur Unterhaltung. Gegenüber der in England üblichen Anordnung, bei der Vor- und Hauptsignal, beide in Armform, nur durch einen Ausschnitt am freien Ende oder ein farbiges Band unterschieden, an demselben Mast vereint sind, hat das Lichtsignal auch noch den großen Vorteil, daß der Führer der herannahenden Lokomotive oder des Triebwagens nur ein Bild aufzunehmen braucht, das ihm alles sagt, was er wissen muß, während er bei den englischen Formsignalen erst die beiden ihm gezeigten Bilder zusammensetzen muß.



Die Vorteile des Lichtsignales mit vier Signalbildern kommen besonders auf stark befahrenen Strecken, wo die Züge einander in kurzen Abständen folgen, also auf Stadt- und Vorortstrecken, zur Geltung, und das gilt besonders für das Signal mit vier Signalbildern. Da es den Führer über den Zustand der weit vor ihm liegenden Streckenteile unterrichtet, wird er häufig durch Ermäßigung der Geschwindigkeit erreichen können, daß ein Signal, dessen Haltstellung ihm angezeigt worden ist, auf freie Fahrt umgestellt wird, ehe der Zug vor ihm zum Halten kommt. Es ist aber selbstverständlich sowohl betrieblich wie wirtschaftlich von Vorteil, wenn das Halten von Zügen auf der Strecke vermieden wird.

Die neuen Lichtsignale sind noch mit einem Seitenlicht ausgestattet. Das nach vorn gerichtete Licht wird nämlich durch Linsen in einen scharf abgegrenzten Strahl zusammengefaßt, der Führer kann aber diesen Strahl nicht sehen, wenn er unmittelbar neben dem Signal hält; deshalb wird ihm noch durch eine seitlich angebrachte Lichtöffnung die Farbe des Signals gezeigt.

Auf der Strecke zwischen Holborn, St. Pauls und Elephant and Castle, wo die neuen Lichtsignale mit vier Signalbildern (Abbildung) seit März im Betriebe sind, wurden durch deren Einführung fünf Signalstellwerke entbehrlich. Auch die neuen Signale werden handbedient, doch hat der Wärter nicht mehr einen Hebel unter beträchtlichem Kraftaufwande umzulegen, sondern nur einen Schalter zu betätigen. Rotes Licht erscheint selbsttätig, wenn der Zug vorübergefahren ist. — Es sind sehr kräftige Lichtquellen in die Signale eingebaut, so daß sie auch bei hellem Sonnenlicht und bei nicht zu starkem Nebel gut sichtbar bleiben. Die Linsen haben ungefähr 20 cm Durchm.

Die neuen Lichtsignale sollen auch noch auf der Strecke Charing Cross—Cannon Street—London Bridge eingebaut werden. Der Gesamtaufwand für die Ausstattung beider Strecken mit Lichtsignalen wird zu 182 000 £ angegeben. Man hofft, dadurch eine glattere Abwicklung des lebhaften Verkehrs auf den beiden Stadtstrecken zu erreichen. Wkk.

Das neue Moldaubett auf den Maninagründen bei Prag. Die Moldau, die bei Prag mehrfach ihre Laufrichtung ändert und von zahlreichen langgestreckten Inseln durchzogen wird, bietet der Schiffahrt große Schwierigkeiten. Es gibt unzählige Untiefen und Sandbänke sowie Stromschnellen und flache Ufer. Zu den wegen Strudel und Untiefen schlecht befahrbaren Teilen der Moldau gehört die Durchfahrt bei der Liebener Insel (Abb. 1), die für den Frachtverkehr besondere Bedeutung hat.

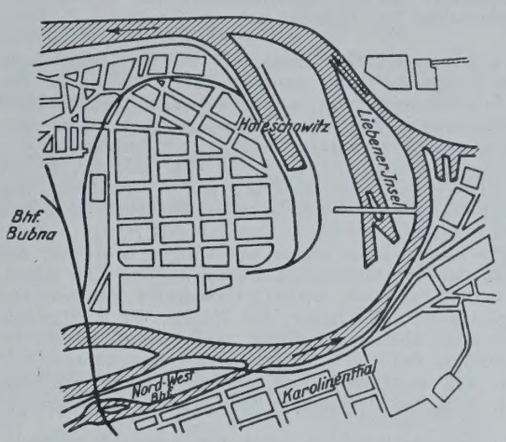


Abb. 1.

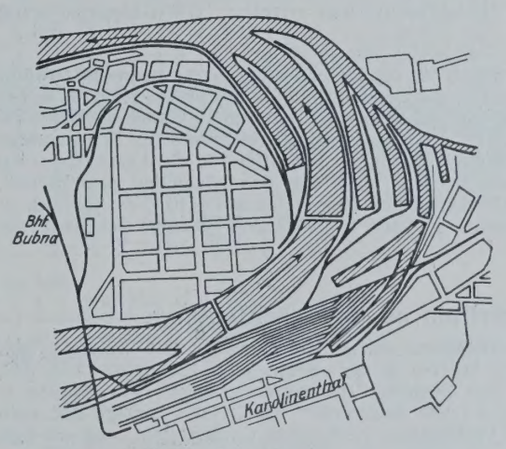


Abb. 2.

Die Maninagründe dehnen sich über 3 km weit in der Breite von 600 m an der Innenseite des Moldauknies aus. Von der Spitze der Hetzinsel bis zur Nordspitze der Liebener Insel erhält das Gelände ein völlig neues Aussehen. Die auffallendste Veränderung ist die Verlegung des Moldaubettes, das durch die Maninagründe gegraben wird (Abb. 2). Die Oberleitung führt Oberbaurat Ing. Kalban. Das neue Flußbett ist 140 m breit; 40 m mißt der Vorplatz des Holleschowitzer Kais, so daß der Fluß bei Hochwasser die Breite von 200 m erreichen kann. Der gesamte Bogen des Flußlaufes ist 1 km, gegenüber dem früheren Moldauarm auf der Liebener Seite verkürzt sich der Flußlauf um 1100 m.

Am Holleschowitzer Ufer ist zunächst eine Pfahlwand errichtet worden, wozu Eisenpfähle bis auf den 3 m tiefen Felsengrund eingerammt wurden. Davor lagern drei Reihen Betonquadern. Ein Quader wiegt 10 t. Das Ufer ist aus sechskantigen Granitsteinen gemauert. Auf beiden Seiten sind diese Bauten bereits fertig, und man hofft die Erdarbeiten des südlichen Armes des neuen Bettes in diesem Sommer zu beenden.

Aus der 900 m langen Grube des Flußbettes müssen 2,5 Mill. m³ Erde ausgehoben worden, 1,9 Mill. m³ sind bereits ausgebaggert. 400 bis 500 Arbeiter werden beschäftigt, die 16 Stunden täglich tätig sind. Das Flußbett wird durch zwei Greifkrane und zwei Löffelbagger hergestellt. Ungefähr an der Stelle der ehemaligen Liebener Jochbrücke ersteht eine neue Brücke, von der bis jetzt sieben Steinbogen stehen. Die Arbeit fördern 7 Lokomotiven mit 140 Wagen, die je 4 m³ Erde fassen, ferner drei elektrische Pumpen, zwei Lokomobilen und ein 14 km langes Bahngleis. Die Regulierung bringt 800 ha Grund durch Zuschüttung des alten Moldaubettes bei Lieben und Karolinenthal und durch die Hafenregulierung. Wo einst die Moldau floß, wird ein Rangierbahnhof eingerichtet. Der innere Hafen bei Lieben ist für Kohle, der äußere Hafen für verschiedene Waren, vor allem für Getreide und Kolonialwaren bestimmt. Die ganze Regulierung kostet 2,575 Mill. R.-M. Wu.

Die Eröffnung der Kreuzeckbahn in Bayern. Acht Tage, nachdem die Personenschwebebahn auf die Rax am Semmering bei Wien dem Verkehr übergeben worden war, die auf einer Strecke von 2100 m einen Höhenunterschied von 1000 m überwindet, wurde in Bayern die erste Personenschwebebahn eröffnet, die Bahn auf das Kreuzeck bei Garmisch-Partenkirchen.

Die Trasse der Kreuzeckbahn, deren Planung im wesentlichen in den Händen von Ing. Zuegg, Meran, lag, führt von der Talstation (788 m) in der Nähe der Aulealm in gerader Richtung zur Bergstation (1650 m) in unmittelbarer Nähe des Adolf-Zöppritz-Hauses. Bei einer Länge von 2315 m wird durch die Bahn ein Höhenunterschied von 877 m überwunden. Die größte Steigung beträgt 57 %. Die Länge der Seilbahn ist durch drei Zwischenstützen in vier Abschnitte unterteilt. Die Höhe der Stützen schwankt zwischen 7 und 22 m. Die größte Seilspannweite, die bei dieser Bahn auftritt, ist 858 m.

Die aus einem Stück, ohne Zwischenkupplung hergestellten Tragseile haben einen Durchmesser von 45 mm, die Zugseile einen solchen von 35 mm. Die Tragseile haben eine Festigkeit von 220 000 kg und sind

mit 50 000 kg angespannt, so daß ein Überschuß von 170 000 kg gesichert ist.

Die Talstation, die auf einer neu angelegten Straße bequem zu erreichen ist, enthält neben den Abfertigungsräumen noch den Spanngewichtschacht, der eine Tiefe von 8,5 m hat. Die Bergstation enthält die wichtigsten Teile der gesamten Bergbahnanlage, den Antrieb- und den Maschinenraum. In den beiden Längsmauern des Antriebraumes sind die Zug- und Tragseile verankert. In der Maschinenhalle, von wo aus die ganze Bahn gut zu übersehen ist, befindet sich der Stand des Betriebsführers.

Bau und Betrieb der Kreuzeckbahn entsprechen wie die Zugspitzbahn der Bauweise Bleichert-Zuegg, die damit erstmalig in Deutschland für den Personenverkehr zur Anwendung gelangt, nachdem sie sich in Südtirol und der Schweiz bereits gut bewährt hat. Diese Bauart ermöglicht die Anwendung großer Seilspannweiten, wodurch Geländeschwierigkeiten verhältnismäßig leicht umgangen werden können und sich auch die Bauzeit wesentlich verkürzt. Hinsichtlich des Betriebes ist zu erwähnen, daß man, wie bei der Zugspitzbahn, das Zwei-Wagen-Pendelsystem eingeführt hat, wobei ein Wagen bergwärts und ein Wagen talwärts fährt.

Die Personenwagen bestehen aus einem achträdrigen Laufwerk, das auf dem Tragseile rollt und eine selbsttätige Bremse besitzt. Die eigentliche Kabine pendelt an dem Laufwerk, wodurch Gewähr für eine jederzeit wagerechte Lage gegeben ist. Die Bauart der Wagen, die 4 Sitzplätze und 22 Stehplätze haben, ist ähnlich derjenigen der Zugspitzbahn, die im Vorjahre auf der Verkehrsausstellung in München zu sehen waren.

Für den Telephon- und Signaldienst sind keine besonderen Schwachstromleitungen gelegt, sondern es gelangen die Zugseile als Leiter zur Verwendung.

Die größte Leistungsfähigkeit der Kreuzeckbahn ergibt sich bei einer Fahrtdauer von 8 bis 10 Minuten zu 250 Personen in der Stunde. Die Bauzeit betrug etwa $^3/_4$ Jahre; der Bau erforderte einen Kostenaufwand von rd. 1 Mill. R.-M. F. F.

Vorläufiges Merkblatt für die Unterhaltung von Automobilstraßen aus Beton. Entsprechend dem in der „Bautechnik" 1926, Heft 13, S. 193 veröffentlichten Merkblatte für den Bau von Automobilbetonstraßen hat die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau nunmehr im Selbstverlage als Sonderdruck auch ein vorläufiges Merkblatt für die Unterhaltung solcher Straßen herausgegeben, das von der genannten Gesellschaft, Charlottenburg, Knesebeckstraße 74, zum Preise von 0,10 R.-M. je Stück zu beziehen ist; bei Abnahme größerer Stückmengen ermäßigt sich der Preis.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Gekrümmte Gleitflächen unter Kaimauern. Die Zuschrift von Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Möller in der „Bautechnik" 1926, Heft 24, S. 348, zu meinem Bericht über Standsicherheitsuntersuchungen von Kaimauern in weichem Lehmboden („Die Bautechnik" 1925, Heft 52) zeigt, daß auch anderorts gekrümmte Gleitflächen beobachtet worden sind, was zur Entwicklung besonderer Verfahren der Standsicherheitsuntersuchung geführt hat.

Ein Vergleich des von Möller entwickelten Verfahrens mit dem von mir mitgeteilten ist recht lehrreich, weil er Aufschluß über die tatsächliche Größe der Standsicherheit gibt. Möller setzt eine kreisförmige Gleitbahn voraus, während nach dem anderen, in Schanghai angewandten Verfahren die ungünstigste Gleitbahn gesucht wird, die die größte flußwärts gerichtete Komponente der Gleitwiderstände ergibt (vergl. die Abb. in der „Bautechnik" 1925, Heft 52). Bei nicht kreisförmiger Gleitbahn kann, wie Möller bemerkt, der Rutschkörper seinen Zusammenhang nicht bewahren, und es treten infolge seiner Festigkeit und der Reibungswiderstände zwischen den Teilstücken Widerstände auf, die rechnerisch nicht erfaßt werden können. Das Verfahren gibt also zu ungünstige Ergebnisse, und man bewegt sich bei seiner Anwendung auf der sicheren Seite. Nach dem Verfahren mit kreisförmiger Gleitbahn sind die Widerstände der hochzudrückenden Erdmassen des Flußbodens jedenfalls größer, und es ist sehr wohl der Fall denkbar, daß die Festigkeit des weichen Bodens diesen vergrößerten Widerständen nicht standhält, daß also eine Bewegung des Rutschkörpers schon früher eintritt, als bei kreisförmiger Gleitbahn vorauszusetzen wäre. Wenn aber erst ein Gleiten eingetreten ist, dann wird auch die Festigkeit des Kaibaues ein Fortschreiten der Bewegung nicht aufhalten können. Die Berechnung nach Möller gibt nach dem oben Gesagten einen Grenzwert, der günstigstenfalls erreicht wird. Zwischen den nach beiden Verfahren errechneten Gleitwiderständen muß deren wahrer Wert liegen, vorausgesetzt, daß die zugrunde gelegten Reibungszahlen, spezifischen Gewichte usw. mit ihrer wahren Größe bekannt sind. Gerade hier bestehen aber stets erhebliche Unsicherheiten. Mit keiner Berechnungsweise wird man daher das letzte an Genauigkeit herausholen können.

Beide Berechnungsverfahren stimmen übrigens sehr gut überein, wenn man die geforderten Sicherheiten beachtet. Möller hält die in Schanghai geforderte Sicherheit von 20 % zu gering und fordert mindestens 50 % Überschuß der rechnerisch ermittelten aktiven wagerechten Kräfte gegenüber den widerstehenden. Dem wäre entgegenzuhalten, daß die in Schanghai ausgeführten und wie angegeben berechneten zahlreichen Bauten sehr gut standgehalten haben. Der Gegensatz der Meinungen verschwindet aber von selbst, wenn man beachtet, daß das in Schanghai angewandte Verfahren, wie oben gezeigt, etwas zu ungünstige Ergebnisse liefert, daß also in der Rechnung schon eine gewisse Sicherheit liegt. Die Annahme kreisförmiger Gleitbahn nach Möller ist dagegen eher zu günstig, weshalb eine höhere rechnungsmäßige Sicherheit hier am Platze ist.

Dr.-Ing. Alfred Berrer, Woosung (China).

Wir schließen hiermit die Aussprache, die eine genügende Klärung der immerhin zweifelhaften Sachlage ergeben haben dürfte.

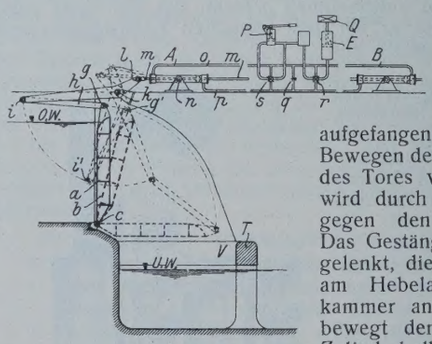
Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Einrichtung zum Betätigen von Wehren durch den Druck des Oberwassers (Kl. 84a, Nr. 425 700 vom 7. 11. 1922 von Dipl.-Ing. Edmund Groh in Zittau, Sa.). Das aus zwei Klappen bestehende Wehr ist durch ein Rohr V mit einer Kammer K_0 am Ufer verbunden, die durch einen Abfluß E mit Absperrschieber S_3 in den Untergraben entleert werden kann. Die Kammer K_0 ist durch eine Leitung Z mit Schieber S_1 mit einer Uferkammer U_k verbunden, wodurch sich in den beiden Kammern ungefähr die gleiche Wasserspiegelhöhe OW einstellt. Die Kammer K_0 ist etwas höher aufgeführt und mit dem Untergraben durch einen Saugheber H verbunden, dessen Scheitel etwa in Höhe von OW liegt. Das Klappenwehr ist bei dem höchsten Wasserstande OW in U_k voll aufgerichtet und stellt sich bei niedrigem Wasserstande entsprechend niedriger ein. Überschreitet der Wasserspiegel den höchsten Stand, so steigt der Spiegel in K_0, der Heber H springt an und die Kammer K_0 beginnt sich zu entleeren. Ist der Spiegel in K_0 unter OW gesunken, so wird durch den Schwimmer S_v das Ventil S_1 abgesperrt und die Kammer durch H entleert, wodurch sich das Klappenwehr durch den Wasserdruck selbsttätig niederlegt. Zum Wiederaufrichten wird der Schieber S_3 geschlossen, S_1 geöffnet, wodurch die Kammer K_0 sich durch die Leitung Z füllt und entsprechend dem Wasserspiegel in U_k das Wehr selbsttätig aufgerichtet wird.

Klappenwehr mit abgebremster Wehrklappe (Kl. 84a, Nr. 424 126 vom 6. 11. 1923 von Arthur H. Müller in Blankenese). Die Wehrklappe a ist im Punkte c auf der Sohle des Gerinnes gelenkig gelagert, schlägt beim Öffnen des Wehres infolge des Oberwasserdruckes in der Strömungsrichtung aus und kann durch eine Flüssigkeitsbremse in jeder Stellung festgehalten werden. Die Arbeit des Wasserdruckes wird in Flüssigkeitsbremsen aufgefangen und wird entweder zum Bewegen des Wehres oder zum Schließen des Tores verwendet. Die Wehrklappe wird durch Kniehebelgestänge ($ghikl$) gegen den Wasserdruck festgehalten. Das Gestänge ist bei g an das Tor angelenkt, die Stange h greift im Gelenk i am Hebelarm k auf der Schleusenkammer an, das andere Hebelende l bewegt den in n gelenkig gelagerten Zylinderkolben m. Zu beiden Seiten der Schleuse sind Zylinder A und B, die durch Rohrleitungen o und p zunächst miteinander verbunden sind. Werden durch Öffnen des Ventils q beide Leitungen miteinander verbunden, so läuft die Bremsflüssigkeit mit mehr oder weniger Reibung um, und das Tor wird durch den Oberwasserdruck geöffnet. Bei Einschaltung eines Energiespeichers E wird entsprechend der Hahnstellung r durch die Bremsflüssigkeit das Gewicht Q gehoben und bewegt durch die Arbeit in den Zylindern A und B das Tor.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Freund von Eberswalde an das Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Schwedt a. d. Oder; — der Regierungsbaumeister (W.) Contag (bisher zum Reichsverkehrsministerium beurlaubt) an das Neubauamt in Eberswalde.

INHALT: Schleusen mit schwimmenden Sparbehältern. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow. (Schluß.) — Die Frage der Grundwerte bei der Erddruckberechnung. — Schiffahrtstraße Basel — Straßburg. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, vom 19. Juni 1926, betreffend Berechnung eiserner Brücken. — Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1925. — Zwei Ehrenpromotionen der Technischen Hochschule Wien. — Gebührenordnungen (G. O.) der Architekten und Ingenieure. — Lichtsignale mit vier Signalbildern. — Neues Moldaubett auf den Maninagründen bei Prag. — Eröffnung der Kreuzeckbahn in Bayern. — Vorläufiges Merkblatt für die Unterhaltung von Automobilstraßen aus Beton. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 9. Juli 1926 — Heft 30

Alle Rechte vorbehalten.

Tunnelumbau in quellendem Gebirge.

(Kappelisbergtunnel bei Gaildorf.)

Von Oberbaurat Dr. **Schaechterle**, Stuttgart.

Der Kappelisbergtunnel auf der Hauptbahnstrecke Waiblingen-Hessental wurde in den Jahren 1878 bis 1880 für zwei Gleise erbaut. Er liegt zwischen den Stationen Fichtenberg und Gaildorf, hat eine Länge von 414,7 m und wird eingleisig betrieben. Das Gleis liegt im Gefälle 1 : 125 gegen Gaildorf. Die Baukosten des Tunnels haben 733 141 Mark betragen.

Die Stollen erhielten eine 10 bis 15 cm starke Betonsohle und wurden (bis auf den Zugangsstollen I) mit Steinen ausgebeigt (Abb. 3). Nach wenigen Jahren mußten jedoch die Stollen wieder geöffnet, die Steinbeigungen entfernt und die Betonsohlen durch säurefeste Schalen ersetzt werden.

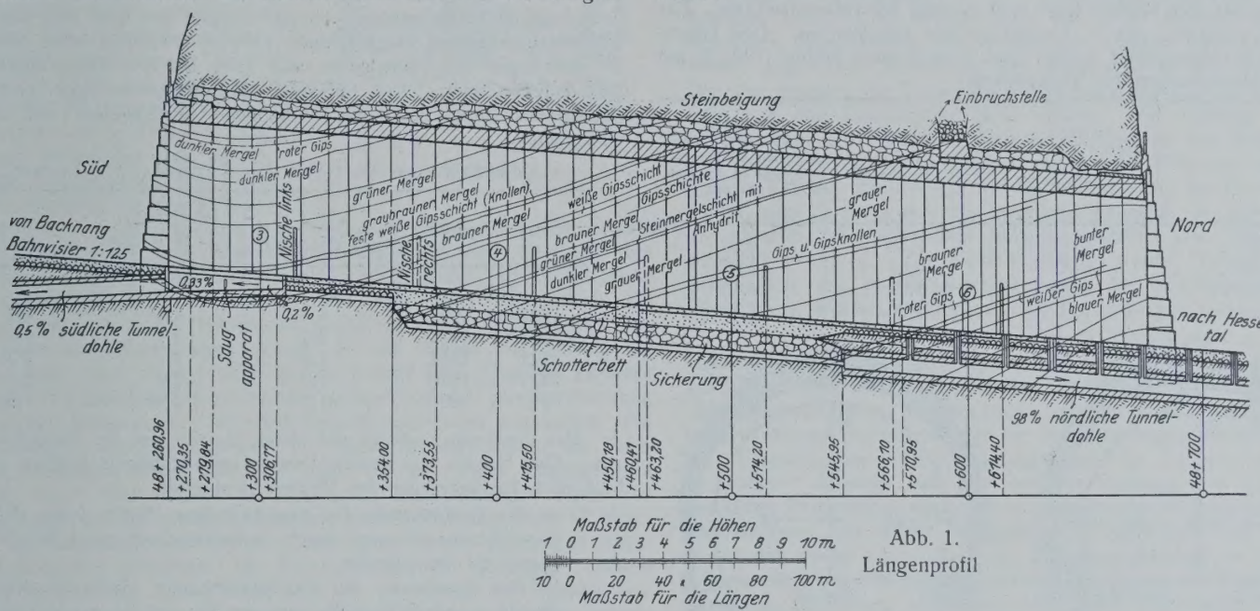


Abb. 1. Längenprofil

A. Beschreibung des bestehenden Tunnels.

1. Geologische und geognostische Verhältnisse.

Der Kappelisberg erhebt sich zwischen dem Kocher- und Murrtal mit flachen, gegen den Kamm steil ansteigenden Hängen bis zu einer Höhe von 80 m über das Bahnplanum. Er gehört zur Keuperformation mit den unteren Gipsmergeln und den überlagernden grünen Keupersandsteinen. Der Tunnel führt in der Richtung SSW-NNO durch die unteren Schichten des mittleren Keupers mit Gipsmergeln, Anhydriten und Gipsen. Die Schichtung ist in der West-Ost-Richtung fast wagerecht, an der Südstirn befindet sich eine Einsenkung, gegen Norden steigen die Schichten unter 3 bis 5° an (Abb. 1).

Beim Bau des Tunnels wurden an den Endstrecken rote und weiße Gipsbänke von 0,25 bis 1 m Mächtigkeit angetroffen, die sich wohl im Laufe der Zeit durch Wasseraufnahme aus dem Anhydrit gebildet hatten. Dagegen sind im mittleren, trockenen Tunnelteil braunrote und graubraune Anhydritbänke angeschnitten worden, die nur mit dünnen, blättrigen Gipslagern durchsetzt waren. Diese vor Luft- und Wasserzutritt geschützten Schichten konnten nach dem Aufschlusse Wasser aus der Luft oder aus der Bettung aufsaugen. Der freigelegte Anhydrit verwandelte sich durch Wasseraufnahme unter Vergrößerung des Volumens in Gips. Nach Fertigstellung des Tunnelmauerwerks zeigte sich in der trockenen Tunnelstrecke — in folgendem „Blähstrecke" genannt — ein starker Auftrieb der Tunnelsohle. Das in den Endstrecken austretende Gebirgswasser zog sich zum Teil durch Spalten nach der Blähstrecke und verstärkte die Aufblähung des Gebirges. Um den schädlichen Auswirkungen auf die Gleislage und den Tunnel zu begegnen und um das Tagwasser von der Blähstrecke abzuhalten, mußte eine Entwässerungsanlage ausgeführt werden.

2. Wasserverhältnisse und Entwässerung.

Das schwefelsäurehaltige Gipswasser des Kappelisberges hat die unangenehme Eigenschaft, das Mauerwerk anzugreifen und den Mörtel durch Bildung von Doppelsalzen in kurzer Zeit zu zerstören. Zur Sicherung des Tunnels mußte deshalb beim Bau versucht werden, das Wasser so gut wie möglich vom Gewölbe fernzuhalten.

Im südlichen Tunnelteil, wo mit starkem Wasserandrang zu kämpfen war, wurden über dem Tunnel Entwässerungsstollen in den Berg getrieben (Abb. 2) und die zufließenden Sickerwässer in einen Kessel gefaßt.

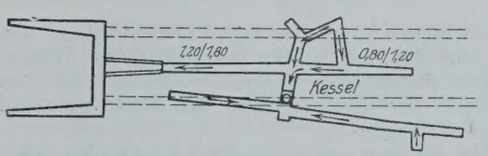


Abb. 2. Entwässerungsanlage im südlichen Tunnelteil.

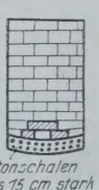


Abb. 3. Querschnitt eines ausgebeigten Stollens.

In den Stollen konnte das über dem Tunnel auftretende Wasser nicht restlos gefaßt werden, so daß immer noch kleinere Mengen teils hinter dem Mauerwerk, teils durch dieses hindurch zur Tunnelsohle abflossen. Unter der Gleisbettung wurde das Sohlwasser in einem 60 m hinter der südlichen Stirn angelegten 5 m tiefen Schacht gesammelt und durch eine Saugstrahlpumpe mit Wasserantrieb durch den natürlichen Druck aus dem hochgelegenen Sammelkessel der südlichen Tunneldohle (Abb. 4) zugeführt. Für den Fall eines Versagens des Widders war außerdem noch eine Saug- und Druckpumpe für Handbetrieb in dem Schacht vorhanden.

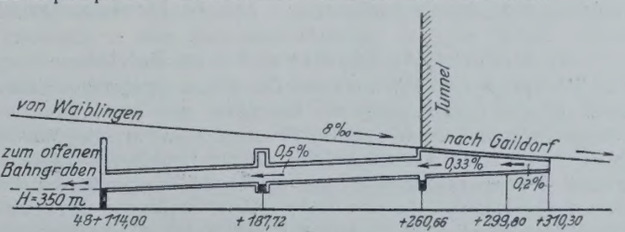


Abb. 4. Südliche Tunneldohle.

Eine auf die ganze Ausdehnung der Blähstrecke von 191 m in der Tunnelachse eingelegte, 1,8 m tiefe Längssickerung (Abb. 1) sollte zur Abführung des sich etwa dort sammelnden Wassers nach der nördlichen Tunneldohle dienen. Infolge der Aufblähung des Gebirges ist die Sickerdohle mit der Zeit verschwunden.

Im nördlichen Tunnelteil wurde das Tagwasser durch Quersickerungen in eine 2 m unter Schwellenhöhe in der Tunnelachse liegende Dohle geleitet und im Bahngefälle dem offenen Bahngraben am nördlichen Tunnelende zugeführt.

3. Besondere Vorkommnisse während des Baues.

Auf der Nordseite hat bei km 48 + 590 im Herbst 1879 ein Gebirgseinbruch von $10 \times 6^1/_2$ m Grundfläche und 25 m Höhe stattgefunden, der die Eröffnung der Strecke um fünf Monate bis Mai 1880 verzögerte. Als Ursachen sind starker Wasserandrang, mürbes Gebirge und mangelhafte Abstützung angegeben.

Zur Behebung des Schadens mußte seitlich über den Tunnel ein neuer Stollen geführt und durch Einbau des oberen Teils ein Nachrutschen von Erd- und Felsmassen verhindert werden.

4. Tunnelmauerwerk.

Das Tunnelgewölbe hat einen inneren Leibungshalbmesser von 4,1 m. Der Mittelpunkt des Kreises liegt 2,10 m über Schwellenoberkante. Die Widerlager schließen mit $^1/_9$ Umlauf an das Gewölbe an. Den Druckverhältnissen entsprechend kamen drei verschiedene Profile (Abb. 5) mit folgenden Abmessungen zur Verwendung:

	bei Profil I (vergl. Abb. 5a) festem Gebirge in den Endstrecken	Profil II (vergl. Abb. 5) b in der Blähstrecke	Profil III (vergl. Abb. 5) a bei weichem oder mürbem Gebirge in den Endstrecken
	m	m	m
Scheitelstärke	0,60	0,70	0,90
Kämpferstärke	0,75	0,85	1,00
Widerlagerstärke . .	0,90	1,00	1,15
Fundamentstärke . .	1,10	1,20	1,50

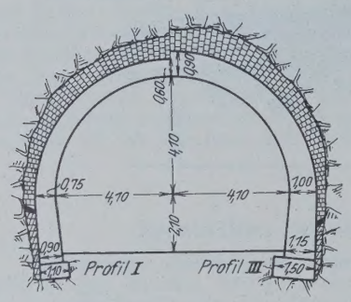


Abb. 5a. Tunnelprofile.

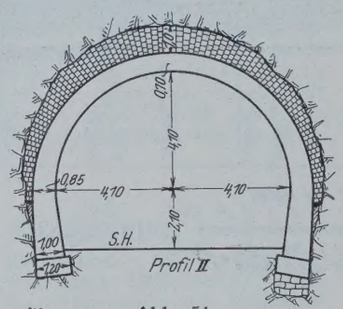


Abb. 5b.

Das Mauerwerk besteht aus Keupersandstein. Die Widerlager und Fundamente sind mit Kalkmörtel, die Gewölbe mit verlängertem Zementmörtel hergestellt. Die Fundamente wurden unmittelbar auf den gewachsenen Fels gesetzt. Der Raum zwischen den Widerlagern und dem Gebirge wurde bis auf Kämpferhöhe ausgemauert. Diese Ausmauerung erhielt oben eine 10 bis 15 cm starke Feinbetonschicht mit Glattstrich zur Ableitung des Sickerwassers nach den in den Widerlagern ausgesparten Entwässerungsschlitzen (Abb. 6). Der Arbeitsraum über dem Gewölbe wurde, mit Bruchsteinen ausgepackt, auf mindestens 1 m in der Blähstrecke ausgeweitet. Die dicke Steinpackung sollte bei übermäßigen Drücken der blähenden Sohle von unten durch die Widerlager auf das Gewölbe dessen Ausweichen nach oben ermöglichen.

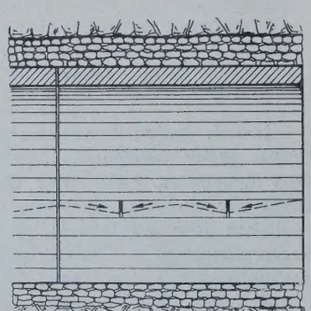


Abb. 6. Entwässerungsschlitze.

5. Verhalten des Bauwerks im Betrieb.

a) Wirkungen des Wassers. Durch das gipshaltige Wasser zusammen mit den Einwirkungen der Rauchgase und des Frostes wurden die Keupersandsteine in den nassen Strecken zermürbt, die Mörtelfugen ausgewaschen. Nach verhältnismäßig kurzer Betriebszeit mußten umfangreiche Ausbesserungsarbeiten am Mauerwerk vorgenommen werden. Die stark abgewitterten inneren Leibungsteile wurden zonenweise nach Abspitzen des schadhaften Mauerwerks auf 20 bis 30 cm Tiefe bis auf den gesunden Stein durch Verkleidung mit Freudenstädter Buntsandsteinen oder hartgebrannten Klinkern in Portlandzementmörtel mit Traßzusatz geflickt.

Die zur Entwässerung des Gewölbes am Südende des Tunnels gebaute Stollenanlage stellte sich bald als unzureichend heraus, weshalb eine zweite unter der ersten mit Zugang vom Tunnel durch einen Steigschacht hinter dem linken Widerlager eingebaut wurde. Die Unterhaltung der beiden Anlagen machte fortwährend Schererei. Die Betonsohlen waren dem Angriff der säurehaltigen Wässer nicht gewachsen. Besser bewährt haben sich die 1897 eingelegten Steinzeugsohlenstücke; doch mußten auch hier die Fugen alle paar Jahre neu gedichtet werden.

Die Holzzimmerung der Stollen und die Pumpen mußten wiederholt erneuert werden.

b) Wirkung der Blähungen. In den ersten Betriebsjahren wurde die Sohle infolge der Aufblähung des Anhydrits jährlich bis zu 25 cm gehoben. Bis zum Jahre 1887 mußte jedes Jahr eine Gleisabsenkung vorgenommen werden. Der Auftrieb war am größten in der Tunnelachse und nahm infolge des Widerstandes des Mauerwerks gegen die Widerlager zu. Hierdurch wurde das seitlich liegende Gleis der eingleisigen Strecke einseitig gehoben. Zur Erhaltung der Betriebssicherheit mußte nach kaum einjährigem Betriebe das Gleis in die Tunnelachse verlegt werden. Im Laufe der Zeit hat der Auftrieb nachgelassen. Von 1887 an wurde das Gleis nur noch alle drei Jahre, später nur alle fünf Jahre abgesenkt. Schließlich konnte das Gleis auch wieder in seine alte seitliche Lage gebracht werden. Im ganzen sind seit dem Bau des Tunnels 16 Gleisabsenkungen vorgenommen worden. Seit dem Jahre 1903 wurden die Blähungen der Tunnelsohle alle zwei bis drei Jahre aufgenommen und aufgezeichnet. Die folgende, den Aufzeichnungen entnommene Zusammenstellung zeigt das allmähliche Zurückgehen der Blähungserscheinung:

Monatlicher Auftrieb der Tunnelsohle in mm.

In den Jahren	Im Profil km 48 + 400	km 48 + 500	km 48 + 525
1881	21,0	—	—
1903 bis 1907	3,4	4,4	4,2
1907 „ 1911	2,6	3,1	3,0
1911 „ 1917	2,4	2,1	2,3
1917 „ 1919	2,0	2,0	2,1
1919 „ 1923	1,9	1,95	1,9

Das quellende Gebirge übt starke Drücke auf das Tunnelmauerwerk aus. Die Folgen der hohen Druckbeanspruchungen zeigten sich sehr bald nach Fertigstellung des Tunnels, und zwar

1. in der Veränderung des ursprünglichen Profils durch Hebung des Gewölbescheitels und durch Seitenverschiebungen der Widerlager gegen die Tunnelmitte;
2. in der Zerstörung der Fundamentkörper durch Zerdrücken der Quadern und in Abprellungen am Mauerwerk an der inneren Gewölbeleibung in Kämpferhöhe.

Wie schon eingangs erwähnt, wurde beim Bau in der Blähstrecke der Arbeitsraum über dem Gewölbe ausgeweitet und mit Steinen ausgepackt, um eine Aufwärtsbewegung des Tunnelgewölbes zu ermöglichen. Diese Bewegung ist auch tatsächlich eingetreten und erreichte ihren Höchstwert bei km 48 + 400, wo sie im Jahre 1889: 37 cm, 1898: 55 cm, 1923: 64 cm betrug.

Lästiger als die Aufwärtsbewegung des Gewölbes war für den Betrieb das seitliche Hereinrücken der Widerlager in das lichte Raumprofil. Zur Abstellung dieses Mißstandes wurde wiederholt der Einbau eines Sohlengewölbes erwogen. Die Erfahrungen vom Weinsberger Tunnel, der ein ähnliches Gebirge durchfährt, sprachen aber gegen diese Maßnahme. Man befürchtete, daß durch das Sohlengewölbe die Auftriebkräfte auf die schwachen Widerlager und Gewölbe noch verstärkt und die ohnehin schon erheblichen, durch Überbeanspruchung hervorgerufenen Beschädigungen des Mauerwerks noch gesteigert würden. Dagegen glaubte man den Seitenbewegungen der Widerlager dadurch entgegenwirken zu können, daß man sie bei gelegentlichen Erneuerungen nicht mehr mit Anlauf, sondern senkrecht baute. Diese Annahme hat sich jedoch als irrig erwiesen, wie die nachfolgende Zusammenstellung zeigt. Immerhin läßt sich an Hand der seit 1900 regelmäßig durchgeführten Messungen feststellen, daß die Seitenbewegungen der Widerlager — unabhängig zu ihrer Stellung — in langsamem Abnehmen begriffen sind.

Vorschiebung des linken Widerlagers bei km 48 + 525 gegen die Tunnelachse in mm.

Zeiträume	Im Kämpfer im ganzen	Im Kämpfer durchschnittlich für 1 Jahr	Im Fundament im ganzen	Im Fundament durchschnittlich für 1 Jahr
	mm	mm	mm	mm
1900 bis 1904	72	18	105	26
1904 „ 1907	46	15	55	18
1909	Erneuerung und Zurücksetzung ohne Anlauf			
1910 bis 1914	50	12,5	80	20
1914 „ 1918	37	9,2	47	12
1918 „ 1923	36	7,2	62	12

Die unter 2 genannten Folgeerscheinungen der Gebirgsblähungen am Mauerwerk, die Zerstörung der Fundamentkörper, das Zerdrücken der Sandsteinquadern und Abbrennen der Kanten besonders in Kämpferhöhe zeigten sich schon vor der Vollendung des Tunnels. Sofort nach Eröffnung der Strecke im Jahre 1880 wurden von km 48 + 373 bis km 48 + 450 unter die Fundamente Steinpackungen von 0,6 bis 0,8 m Höhe gesetzt, die zwischen dem aufblähenden Gebirge und den Fundamenten einen elastischen Puffer bildeten, und so die Zerdrückung des Mauerwerkes hinderten (vergl. Abb. 7). Diese Packungen mußten anfangs alle drei Monate, später in größeren Zeitabständen ausgebessert oder ganz erneuert werden, wenn sich herausstellte, daß ein weiteres Ineinanderschieben und Zusammenpressen nicht mehr möglich war. Nebenher liefen Versuche mit anderen Sicherungsmaßnahmen. So wurden im Jahre 1896 bei km 48 + 361 im rechten Widerlager drei kurze Probestücke von je 3 bis 4 m Länge angelegt, wovon das erste eine gemauerte Steinbeigung, das zweite eine Sandpackung und das dritte eine gewöhnliche Steinpackung unter dem Fundament erhielt. In das Fundament wurde zwischen die erste und zweite Steinschicht eine über alle drei Probestücke weg reichende 10 m lange, 0,90 m breite und 15 mm dicke Bleiplatte eingelegt. Eine weitere Probe vom Jahre 1898 wurde bei km 48 + 390 am linken Widerlager angestellt. Hier wurde unter das Fundament eine Sandpackung gelegt, die mit einem Bohlenbelag abgedeckt war. Alle diese Proben haben jedoch kein günstiges Ergebnis gezeitigt. Verhältnismäßig am besten bewährt hat sich die Steinpackung mit weichen Sandsteinen. Sie wird deshalb heute noch angewandt. Die Steinpackungen mußten insgesamt bis heute in allen Zonen der Blähstrecke mindestens 8mal, zum Teil sogar bis zu 12mal ausgewechselt werden. Durch das Fehlen der elastischen Steinpackungen unter den Fundamenten und die anfangs besonders starken Blähungen des Gebirges waren die Beschädigungen an dem Mauerwerk in der ersten Zeit naturgemäß besonders auffallend. Die Fundamente der Widerlager mußten deshalb in einzelnen Zonen sofort nach der Vollendung des Tunnels ausgewechselt werden. Die Fundamente sind inzwischen auf der ganzen Blähstrecke, zum Teil wiederholt, erneuert worden. Dabei wurde ebenso wie bei den Widerlagern an Stelle des früher verwendeten Keupersandsteines der widerstandsfähigere Buntsandstein aus Calw oder Freudenstadt eingebaut.

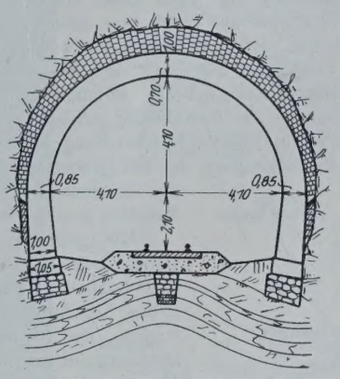


Abb. 7. Steinpackungen unter den Widerlagern.

Die Widerlager selbst mußten auf 37 m Länge schon im Jahre 1884, auf 27 m Länge im Jahre 1885 und auf weitere 20 m Länge in den Jahren 1890 bis 1895 vollständig erneuert werden. Der Rest wurde vom Jahre 1905 ab zurückgesetzt. Hierbei wurden die Fundamentvorsprünge auf 5 cm verringert, weil sich gezeigt hatte, daß sie sonst den Druck nicht aushalten konnten.

Das Gewölbe, das an vielen Stellen durch Abbrennen beschädigt war, wurde stückweise mit hartgebrannten Waldsaßener Klinkern ausgebessert.

B. Unterhaltungskosten.

Die unter A. beschriebenen Ausbesserungen und Ersatzarbeiten haben recht erhebliche Geldmittel erfordert. Der jährliche Aufwand schwankte zwischen 2370 Mark und 9010 Mark und betrug durchschnittlich 5450 Mark. Die Gesamtkosten für die Ausbesserungsarbeiten in den 44 Jahren von 1880 bis 1924 haben die runde Summe von 240 000 Mark erreicht, also etwa $^1/_3$ der Neubaukosten.

C. Jetziger Zustand des Bauwerkes und Umbaupläne.

Trotz der umfangreichen, schwierigen und teueren Nacharbeiten ist der Tunnel heute in einem betriebsgefährlichen Zustande. Wollte man den bestehenden Tunnel erhalten, so hätte man in der nächsten Zeit große Teile des Mauerwerkes, die durch das Gipswasser gelitten haben, erneuern, vor dem Zutritt des Sickerwassers schützen, also gut abdichten und entwässern müssen. Diese Arbeiten wären einem vollständigen Umbau der nassen Zonen gleichgekommen.

Auf der Blähstrecke wären an Gewölbe und Widerlagern viele Ausbesserungen nötig geworden, um die vom Gebirgsdruck herrührenden Schäden zu beheben. Abgesehen davon hätten mit Rücksicht auf den zu erwartenden zweigleisigen Betrieb die in das lichte Raumprofil hereingeschobenen Widerlager fast auf die ganze Länge des Tunnels zurückgesetzt werden müssen. Auf Grund von eingehenden, örtlichen Erhebungen und von vergleichenden Kostenberechnungen wurde beschlossen, den Tunnel stückweise vollständig umzubauen, und zwar in einem größeren Profil derart, daß die für den künftigen elektrischen Betrieb erforderliche Lichtraumumgrenzung geschaffen wird. Zur Einleitung dieser Arbeiten hat die Hauptverwaltung erstmals im Jahre 1925 Mittel zur Verfügung gestellt.

Die Baustoffwahl war Gegenstand eingehender Erwägungen. Der Umbau in Quadermauerwerk aus natürlichen Steinen kam wegen der hohen Kosten und der schlechten Erfahrungen beim alten Tunnel nicht in Betracht. Die Entscheidung mußte zwischen der Ausführung des Mauerwerkes aus Klinkern und der ganzen oder teilweisen Erstellung des neuen Tunnels in Beton getroffen werden. Für die Verwendung von Eisenklinkern sprachen die langjährigen guten Erfahrungen, die im Bezirk der R. B. D. Stuttgart an verschiedenen Stellen mit den Erzeugnissen der „Waldsaßener Klinkerwerke“ gemacht worden sind. Bei der herrschenden Geldknappheit sprach der hohe Preis dieser Klinker gegen ihre ausschließliche Verwendung (1 m³ Tunnelmauerwerk aus Waldsaßener Klinkern kostet z. B. das Doppelte von 1 m³ Beton). Nach den Erfahrungen beim Umbau des Weinsberger Tunnels bestanden keine Bedenken gegen eine Ausführung der Widerlager in dem billigeren Beton. Dagegen erschien die Verwendung von Beton für das Gewölbe mit Rücksicht auf den Bauvorgang nicht ratsam. Die Prüfung verschiedener Klinkersorten auf Festigkeit, Wasserdurchlässigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Säuren und Rauchgase ergab eine Überlegenheit der Waldsaßener Klinker, die deshalb für die Innenleibung der Gewölbe auf eine Stärke von 25 cm vorgesehen wurden, während für die übrigen Teile der Gewölbe die wesentlich billigeren Klinker der „Vorhaller Dampfziegelei“ genügten. Zur Mörtelbereitung wurde Hochofenzement vorgeschrieben, der erfahrungsgemäß gegen die schädlichen Einflüsse des Gipswassers widerstandsfähiger ist als Portlandzement.

In der ganzen Gegend tritt nur gipshaltiges Wasser zu Tage. Es ist bekannt, daß sich unter längerer Einwirkung von gipshaltigem Wasser auf Beton und Mörtel Doppelsalze bilden, die das Gefüge zerstören. Demgegenüber haben amerikanische Versuche gezeigt, daß schwach gipshaltiges Wasser als Mischwasser zur Mörtelbereitung ziemlich unschädlich ist. Versuche der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart ergaben, daß die unter Verwendung von Gipswasser hergestellten Probekörper eine ebenso hohe Festigkeit besitzen wie die Vergleichskörper, bei denen Stuttgarter Leitungswasser und Kocherwasser verwendet wurde. Auf Grund der Prüfungsergebnisse ist das hauptsächlich am Südende des Tunnels auftretende Wasser zur Beton- und Mörtelbereitung zugelassen und damit eine nicht unerhebliche Verminderung der Baukosten erzielt worden, weil säurefreies Wasser auf große Entfernungen mit Lokomotiven hätte beigebracht werden müssen.

Der Umbau ist so gedacht, daß zunächst die nassen Zonen am Nord- und Südende des Tunnels einschließlich der beiden Gewölbestirnen erneuert werden. Der mittlere Teil, die sogenannte Blähstrecke, wird erst nach Fertigstellung dieser Arbeiten in Angriff genommen. Die Bauarbeiten werden so auf mehrere Jahre verteilt.

Auf Grund eines von der R. B. D. aufgestellten Umbauentwurfs wurden im März 1925 die Arbeiten für den ersten 60 m langen Abschnitt auf der Nordseite mit einem Kostenaufwande von 200 000 R.-M. in engerem Wettbewerb unter sieben, im Tunnelbau erfahrenen Unternehmungen ausgeschrieben, wobei die Einreichung von Sonderentwürfen freigestellt war. Grün & Bilfinger, Mannheim, brachten einen bemerkenswerten Ausführungsvorschlag mit einer geschlossenen Tunnelröhre in Beton mit steifem Eisenrahmen, der sich beim Umbau des Pragtunnels zwischen Stuttgart und Feuerbach (1910 bis 1912) vorzüglich bewährt hatte. Während aber beim Pragtunnel beide Gleise über die ganze Bauzeit gesperrt werden durften, muß in vorliegendem Fall der eingleisige Betrieb aufrechterhalten werden. Die Ausführung des Sohlengewölbes unter dem Betriebsgleis hätte Schwierigkeiten gemacht und verteuernd gewirkt, außerdem bot die starre Konstruktion keine sichere Gewähr gegen örtliche Verdrückungen in dem quellenden Gebirge. Mehrere Firmen haben Widerlagerverspannungen durch Eisenbetonrippen und Sohlengewölbe in Eisenbeton vorgeschlagen; die Abmessungen erschienen jedoch nicht ausreichend. Eine Firma wollte die Dichtung weglassen und den Tunnel mit einem gegen Säureangriffe widerstandsfähigen Spezialmörtel ausführen. Demgegenüber stellte sich die Baubehörde auf den Standpunkt, daß die Wasserableitung für den dauernden Bestand des Tunnels und die Verminderung der Quellerscheinungen von größter Bedeutung ist. Die Erfahrungen mit säurefestem Mörtel erschienen auch nicht ausreichend, um einen Versuch in großem Außmaß zu wagen. Die Ausführung der Bauarbeiten wurde der Firma Kronibus, Kassel, auf Grund ihres Angebots auf den Ausschreibungsentwurf mit einigen Änderungen bezüglich der Entwässerungsanlagen und der Widerlagerausbildung übertragen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserwirtschaft Siziliens und seine Wasserkräfte.

Teilbericht über eine im Auftrage von Prof. Ludin ausgeführte Studienreise durch Italien.[1])

Während auf dem italienischen Festlande, hauptsächlich in Nord- und Mittelitalien, sehr günstige Wasserkräfte vorhanden sind, stößt der Ausbau der Wasserkräfte in Sizilien auf große Schwierigkeiten. Ein Blick auf die Gewässerkarte Siziliens läßt diese Schwierigkeiten sofort erkennen. Aus dieser Karte (Abb. 1) sieht man, daß auf der Insel kein größerer Sammelfluß vorhanden ist, sondern bloß zahlreiche kleinere Wasserläufe, die unmittelbar ins Meer münden. Die Abflußverhältnisse sind zudem sehr ungünstig für den Ausbau, da die Wassermengen sehr stark schwanken. Die Niederschläge konzentrieren sich auf nur wenige Monate des Jahres, denen eine lange, fast vollständige Trockenheit folgt. Während z. B. in Mailand oder Florenz der Sommerniederschlag etwa 50% der gesamten

Abb. 1.

Jahresniederschlagmenge ist, beträgt er in Sizilien nur etwa 20%. Im Winter dagegen fallen häufig ungeheure Regenmengen. Als Beispiel dazu soll erwähnt werden, daß in Riposto im November 1908 in 24 Stunden 465 mm und in Catania am 21. November 1915 in 80 Minuten 95 mm Niederschlag gefallen sind. Da der größte Teil der Inseloberfläche wasserundurchlässig ist, finden diese Wassermengen einen sehr raschen Abfluß, so daß die Flüsse Siziliens einen ausgesprochenen Wildbachcharakter haben.

Im Zusammenhang damit bilden diese Flüsse im Unterlauf vielfach Sümpfe, die die auf der Insel so sehr verbreitete Malaria verursachen. In Sizilien fordert diese Krankheit die meisten Opfer. Zwischen 1905 und 1908 sind hier jährlich im Mittel 1494 Todesfälle infolge Malaria vorgekommen.

Das fast tropische Klima ist für die Vegetation äußerst günstig, und trotzdem ist ein sehr großer Teil der Insel unfruchtbar. Dieser Umstand ist auf den Mangel an Wasser während der Trockenperiode zurückzuführen. Wo Wasser vorhanden ist, findet man eine sehr reiche, tropische Pflanzenwelt. Das ist der Fall, wo Quellen entspringen, z. B. in der Umgegend des Ätna. Hier besteht der Boden aus gerissenem, wasserdurchlässigem Lavastein, in den das Niederschlagwasser einsickert, um, auf der Oberfläche der wasserdichten Schichten fließend, in mächtigen Quellen hervorzubrechen. Der aus verwittertem vulkanischen Material bestehende Boden ist äußerst fruchtbar, und man findet hier eine sehr intensive Wirtschaft. Das Haupterzeugnis dieser Gegend ist der berühmte sizilianische Wein. Die Umgebung des Ätna ist einer der am dichtesten bevölkerten Teile Europas.

An vielen Stellen gewinnt man das zur Bewässerung nötige Wasser aus dem Grundwasser. Welch großen Wert in Sizilien das Wasser hat, zeigt das Beispiel, daß es in dem Bezirk von Palermo Brunnen gibt, wo das Wasser aus über 100 m Tiefe gehoben wird.

Diese Beispiele genügen schon, um die wichtigste wirtschaftliche Aufgabe Siziliens klarzulegen. Diese Aufgabe besteht hauptsächlich in der Beschaffung des Wassers für Bewässerungszwecke, in der Regelung der Abflußverhältnisse und in der Entsumpfung zwecks Vermeidung der Malaria. Außerdem muß die nötige Energie für die Industrie des Landes — hauptsächlich Schwefelbergwerke — erzeugt werden. Es ist ohne weiteres klar, daß eine einheitliche Lösung sämtlicher obengenannten Probleme nur durch eine planmäßige Wasserwirtschaft geschaffen werden kann. Es sind auch Pläne ausgearbeitet worden, die an vielen Flüssen Talsperren vorsehen, um das derart regulierte Wasser für Kraft- und Bewässerungszwecke nutzbar zu machen. Bis jetzt ist nur eine solche Anlage zur Ausführung gelangt, nämlich die Anlage Hône oder Belice bei Palermo, deren Beschreibung unten folgt. Diese Anlage dient außer der Krafterzeugung für die Bewässerung des sog. Conca d' Oro (Goldenes Tal), das seitdem mit seiner reichen Vegetation ein irdisches Paradies geworden ist.

Die geplanten Anlagen werden jedoch nicht vollständig ausreichen, sie sind auch recht teuer, und deshalb beabsichtigt man, die Energie der im Bau befindlichen Sila-Anlagen in Calabrien nach der Insel zu übertragen. Die für Strom von 150 000 V bestimmten Hochspannungsleitungen müßten dann die Meeresenge bei Messina durchqueren, für welchen Zweck drei Lösungen vorgeschlagen wurden, und zwar:

1. mittels Unterseekabel,
2. mittels einer Freileitung, deren Spannweite 3450 m betragen würde, und
3. mittels eines 3800 m langen Tunnels, der im Mittel etwa 280 m unter dem Meeresspiegel laufen würde.

Die letzte Lösung ist aus strategischen Gründen angegeben worden, scheint jedoch am wenigsten wahrscheinlich durchführbar zu sein, da, abgesehen von den großen Kosten, die Standsicherheit eines Tunnels in einem so gefährlichen Erdbebengebiet wie die Gegend von Messina sehr zweifelhaft ist. Nach einer Schätzung von Ing. Vismara[2]) könnte in Sizilien eine Energie von 50 000 PS lediglich für den Betrieb der elektrischen Pumpen verwendet werden, um das Grundwasser für die Bewässerung heraufzupumpen.

Energieversorgung der Insel.

Die vorhandenen Kraftanlagen dienen hauptsächlich für Beleuchtungszwecke, und sie sind — mit Ausnahme des erwähnten Hône-Werkes — an der Ostküste vereinigt. Diese Werke, die mit einem einheitlichen Netz verbunden sind, befinden sich in den Händen der „Società Generale Elettrica della Sicilia" und sind die folgenden:

1. Wasserkraftanlagen:

a) Cassibile-Werk bei Syracus,
b) u. c) Alcantara-Werk, 1. und 2. Stufe bei Taormina;

2. Wärmekraftanlagen:

a) Zentrale Catania,
b) „ Messina,
c) „ Syracus.

1. Wasserkraftanlagen.

a) Cassibile-Werk.

Dieses Werk ist im Jahre 1909 erbaut worden und liegt südlich von Syracus, in einer interessanten, wilden Gegend, umgeben von altrömischen Katakomben. Das Einzugsgebiet des Cassibile-Flusses mißt an der Wasser-

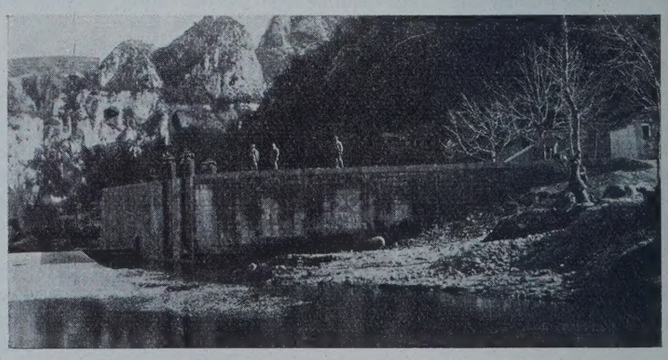


Abb. 2. Cassibile-Werk. Wehr.

[1]) Die Reise wurde im März und April 1925 von Herrn Dr.-Ing. N. Kelen, gemeinsam mit Herrn Dr.-Ing. Randzio, Charlottenburg, ausgeführt. Der Società Generale Elettrica della Sicilia und der Società Catanese di Elettricità sei für ihr großes Entgegenkommen bei dem Besuch der Werke und für die Überlassung von Material warmer Dank ausgesprochen. Ebenso sei den Herren Ing. Polizzi, Palermo, Ing. Sartori, Bauleiter der Belice-Sperre, und Ing. Romagnoli für die freundliche Führung und Ing. Ommodeo in Mailand, dem Erbauer der Belice-Anlage, für seine wertvollen Empfehlungen gedankt.

[2]) „La Sicilia nell' Economia dell' Italia." Mailand 1924. Verlag Turat, Lombardi & C.

Abb. 3. Cassibile-Werk. Rohrleitung und Krafthaus.

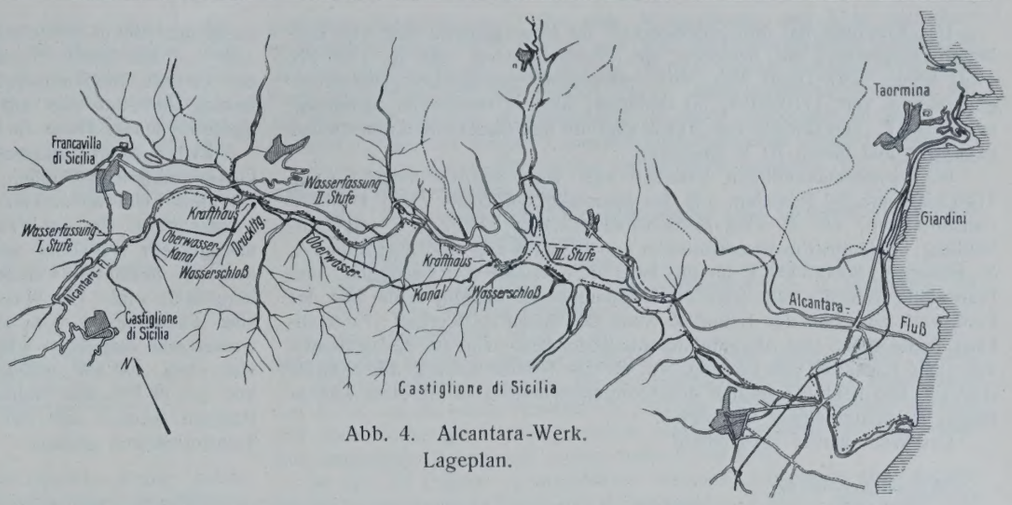


Abb. 4. Alcantara-Werk. Lageplan.

fassung 90 km². Die Wasserfassung liegt in der Höhe + 337,00 und besteht aus einem 18,20 m langen, in Mauerwerk hergestellten Wehr (Abbild. 2). Der Werkkanal ist 8695,20 m lang und ist teilweise als Hangkanal, teilweise als Freispiegelstollen mit 2 m Breite und 1,30 m Höhe ausgebildet. Das Wasser fließt nachher in ein Spitzenbecken mit 13 000 m³ Inhalt, wodurch die die Spannung von 5250 V auf 40000 V transformieren. Das Krafthaus ist ferner versehen: mit einem Öltransformator 250 kVA, 5250/5250 V für die Leitung Cassibile—Avola—Notot; mit zwei Betriebstransformatoren 5250/275 V; mit einer aus 82 Elementen bestehenden Akkumulatorenbatterie von 180 A für Notbeleuchtung der Zentrale (150 V) und für die selbsttätige Fernregulierung der Druckrohrleitung im Wasserschloß.

b) Alcantara-Werk, 1. Stufe.

Dies Werk liegt in der Nähe von Taormina, am Fuße des Ätna (Abb. 4 u. 5). Das Einzugsgebiet des Alcantara-Flusses beträgt bei der 1. Fassung 315 km². Die Wasserfassung liegt in der Höhe von etwa + 310 m. Das Wasser wird mittels eines 20 m langen Wehres, das in Mauerwerk hergestellt ist, entnommen und in die 1771 m lange Oberwasserleitung geführt, die als Hangkanal ausgebildet ist (Abb. 6). Der Kanal ist in Mauerwerk hergestellt und hat eine Breite von 1,60 m und eine Tiefe von 1,65 m mit einem relativen Gefälle von 1,5 ‰. Etwa 300 m weit von der Wasserfassung sind drei Saugüberfälle angeordnet, um den Wasserspiegel auf gleichbleibender Höhe zu halten. Die größte Betriebswassermenge im Winter beträgt 4,2 m³/Sek., die kleinste im Sommer 1,2 m³/Sek.

Die Druckrohrleitung ist 622,10 m lang, sie besteht aus genieteten Blechrohren von 1,35 bis 1,25 m Durchm. und 6 bis 9 mm Wandstärke. Das Bruttogefälle beträgt 101,50 m.

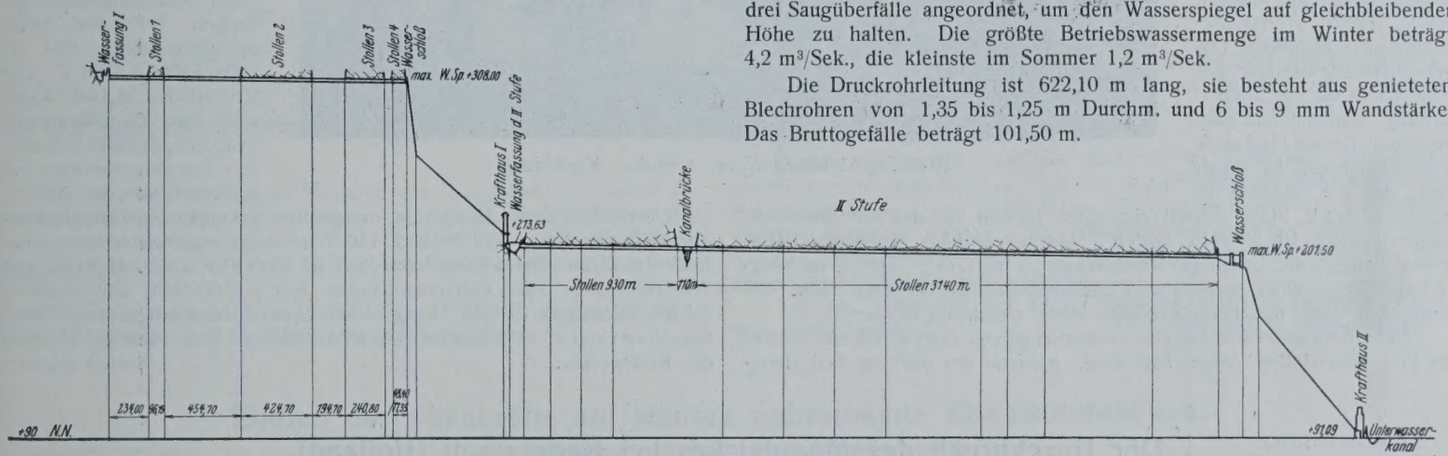


Abb. 5. Alcantara-Werk. Längsschnitt.

es möglich wird, in bestimmten Stunden des Tages eine Leistung von 6000 kW zu erzeugen. Die kleinste Betriebswassermenge beträgt 300 l/Sek., die größte 800 l/Sek. Das Wasserschloß ist 8 m hoch und in Felsen gesprengt.

Die Länge der Druckrohrleitung beträgt 612 m, wovon die ersten 445 m genietetes Blechrohr mit 900 bis 800 mm Durchm. und 6 bis 12 mm Wandstärke sind; die letzten 167 m sind geschweißt und haben einen Durchmesser von 700 mm mit einer Wandstärke von 9 bis 12 mm.

Die Rohrleitung (Abb. 3) ist mit mächtigen Verankerungsklötzen versehen, in denen zweite Druckrohrstücke eingebaut sind, um eine spätere Erweiterungsmöglichkeit vorzusehen. Da aber Wasser in ausreichendem Maße nicht vorhanden ist, ist diese Erweiterung der Anlage nicht zu erwarten. Das Bruttogefälle bei vollem Becken beträgt 276,57 m, das Nettogefälle 270 m.

Das Krafthaus (Abb. 3) hat eine bedeckte Fläche von 789 m², besitzt drei Stockwerke und ist als erdbebensicheres Gebäude in Eisenbetontragkonstruktion ausgeführt. Der Maschinensaal ist für vier Maschinengruppen eingerichtet. Vorläufig befinden sich darin drei Einheiten (Peltonturbinen von je 2000 PS mit 740 l/Sek. Wassermenge und 500 Umdr./Min.). Mit jeder Turbine ist gekuppelt ein Drehstromgenerator von 1750 kVA, 50 Perioden, 5250 V verketteter Spannung. Für die Erregung der Generatoren sind aufgestellt zwei Freistrahlturbinen von 175 PS, 65 l/Sek. und 750 Umdr./Min., gekuppelt mit Gleichstromdynamos von 175 PS und 110 V. Im Transformatorenraum befinden sich drei Öltransformatoren mit Wasserkühlung,

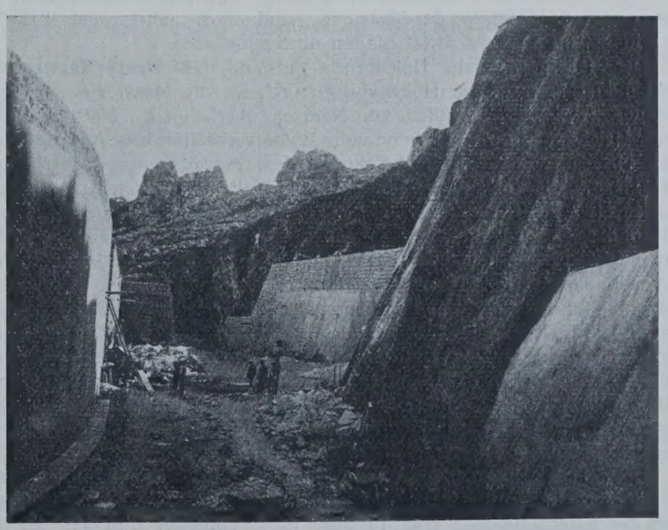


Abb. 6. Alcantara-Werk. Kanaleinlauf im Bau.

Das Krafthaus hat drei Stockwerke. Im Maschinensaal sind vier Einheiten aufgestellt; sie bestehen aus Francisturbinen von je 1750 PS, 1750 l/Sek., 750 Umdr./Min. mit unmittelbar gekuppelten Drehstromgeneratoren von 1710 kVA, 50 Perioden, 5300 V verketteter Spannung, cos $\varphi = 0{,}7$. Die Erreger von 30 kW sind mit den Generatoren unmittelbar gekuppelt und haben 70 V Spannung.

Im Transformatorenraum befinden sich vier Öltransformatoren zu je 1750 kVA mit 50 Perioden, die die Spannung von 5250 V auf 41000 V transformieren; ein 40-kVA-Betriebstransformator 5250/275 V mit Luftkühlung; ein Drehstromöltransformator von 125 kVA und einer von 250 kVA, 50 Perioden, 5000/3000 V für die zwei alten Werke von Castiglione und Francavilla di Sicilia, die jetzt als Umspannwerke dienen, ferner für das Pumpwerk zwischen der 1. und 2. Stufe des Alcantara-Werkes. Im Krafthaus befindet sich eine Akkumulatorenbatterie, bestehend aus 82 Elementen mit einer Kapazität von 54 Amp.-Std. für die Notbeleuchtung der Zentrale (150 V). Die beiden Zentralen des Alcantara-Werkes sind mit einer 4300 m langen Drehstromleitung verbunden.

Das Werk wurde 1919 erbaut.

c) Alcantara-Werk, 2. Stufe.

Das Werk wurde vor der 1. Stufe, im Jahre 1910 erbaut. Die Wasserfassung befindet sich unmittelbar etwa 30 bis 40 m unterhalb der Zentrale der 1. Stufe. Das Einzugsgebiet mißt hier 375 km². Außer der von der 1. Stufe kommenden Wassermenge wird noch Wasser aus der Alcantara mittels eines 39 m langen, gemauerten Wehres entnommen, und in der Hochwasserperiode wird noch außerdem an einer anderen Stelle Wasser in den Betriebskanal eingepumpt. Die Wasserfassung ist nicht mit Klärbecken für die Zurückhaltung von Sand und Kies versehen. Da der Fluß stark geschiebeführend ist, ergab sich, daß die Turbinen im Krafthaus der 2. Stufe schnell abgenutzt werden, so daß die Auswechslungen jährlich 100000 Lire kosten. Nach einjährigem Betriebe der Turbinen beträgt die Leistungsverminderung 25 bis 30 %. Durch nachträglichen Einbau einer selbsttätigen Entsandungsanlage könnten diese bedeutenden Geld- und Energieverluste leicht vermieden werden.

Der Oberwasserkanal hat eine Gesamtlänge von 4180 m, woraus 3525 m als Freispiegelstollen ausgebildet sind, während der restliche Teil Hangkanal mit 1,90 m Breite und 1,70 m Tiefe ist. Die Sohlenneigung beträgt 1,25 ‰. Die größte Betriebswassermenge beträgt im Winter 5,5 m³/Sek., die kleinste im Sommer 2,3 m³/Sek. Etwa 1 km unterhalb der Wasserfassung befindet sich ein selbsttätiger Saugüberfall, um das Wasser auf gleichbleibender Höhe zu halten.

Zwischen der Wasserfassung und dem Krafthause befinden sich im Flusse zahlreiche Quellen, so daß die Wasserführung der Alcantara stark zunimmt. Um einen Teil dieses Wassers ausnutzen zu können, ist etwa 1 km entfernt von der Wasserfassung neben dem obenerwähnten Regulierüberfall ein zeitweilig wirksames Grundwehr angeordnet, das aus Kies und Erde besteht und in jedem Jahre während der Trockenperiode wiederhergestellt wird. Das Wasser fließt in einen kleinen Sammelkanal, woraus eine Wassermenge von 355 l/Sek. mittels zweier Pumpen in den Oberwasserkanal eingeführt wird. Aus dieser Wassermenge wird eine Energie von etwa 300 kW erzeugt. Die Pumpen haben eine Leistungsfähigkeit von je 74 PS, die Hubhöhe beträgt 13,70 m. Die zwei elektrischen Pumpen werden aus zwei mit in der Pumpstation befindlichen 70-kVA-Transformatoren gespeist.

Abb. 7. Alcantara-Werk, 2. Stufe. Krafthaus.

Die Druckrohrleitung hat eine Länge von 682,60 m und ist in genietetem Stahlblech hergestellt. Der Durchmesser beträgt 1700 mm, die Wandstärke 8 bis 14 mm. Das Bruttogefälle der Anlage beträgt 110,50 m.

Das in der Ortschaft Sparacara liegende Krafthaus (Abb. 7) hat drei Stockwerke, ist in Eisenbeton hergestellt und hat eine bebaute Fläche von 826 m². Im Maschinenhause befinden sich drei Francisturbinen mit wagerechter Welle von je 2800 PS, 2500 l/Sek., 500 Umdr./Min., unmittelbar gekuppelt mit den Drehstromgeneratoren von je 2300 kVA, 5250 V und 50 Perioden. Das Kraftwerk hat Zentralerregung. Zwei Erregermaschinen werden von Peltonturbinen angetrieben von je 200 PS, 194 l/Sek., 750 Umdr./Min., sind unmittelbar gekuppelt mit Gleichstromgeneratoren von je 175 PS und 110 V. — Im Transformatorenraum befinden sich drei Öltransformatoren von je 2300 kVA, 5250/41000 V mit Wasserkühlung, zwei Öltransformatoren von je 500 kVA, 5250/10500 V für den Betrieb der Zonen Giardini und Riposto, zwei luftgekühlte Transformatoren von 40 kVA und von 125 kVA, 5250/275 V für den Eigenbetrieb des Kraftwerkes. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Durchbruch des Maasdeiches bei Nederasselt (Holland).

Im holländischen Flußnetze, das gebildet wird durch mancherlei Verzweigungen des Rheines, der Maas usw., sind um die Jahreswende 1925/26 die Flußdeiche an etwa zwölf Stellen durchgebrochen.

Der folgenschwerste Deichbruch entstand bei Nederasselt am rechten Maasufer auf der Höhe von Grave, wo die Maas, aus südlicher Richtung kommend, westlich zur Nordsee abschwenkt. Nachdem sich dieser Deichdurchbruch auf seine volle Weite verbreitert hatte, entströmten etwa 1100 m³ Wasser in der Sekunde dem eingedeichten Flußschlauch der Maas, die an dieser Stelle zur Zeit des höchsten Wasserstandes etwa 2800 m³ Wasser führte. Innerhalb weniger Tage geriet ungefähr das ganze Land zwischen Maas und Waal so tief unter Wasser, daß in vielen Dörfern manche Häuser bis ans Dach untertauchten, einzelne Eisenbahndämme zerstört wurden usw. Die holländischen Flußdeiche, besonders im unteren Stromgebiete der Maas, sind zum Teil etwas schwach. Ihre Schwäche ist auch in ihrer Form, z. B. in der zu steil aufgebauten Rückenfläche begründet. Daß nicht noch mehr Deichbrüche entstanden sind, lag wohl daran, daß die Durchbruchstellen die Deiche von dem gewaltigen Wasserdrucke entlasteten. Wenn z. B. bei Nederasselt 40 % der Wasserführung der Maas entströmen, so werden die Deiche mehrere Kilometer stromauf wie stromab entsprechend entlastet.

Über die Ursachen, die zum Deichbruch bei Nederasselt führten, entnehmen wir einem Aufsatze aus der holländischen Fachzeitschrift „Centraalblad der Bauwbedryven“ vom 13. März 1926 (Verfasser Dipl.-Ing. Wesemann) folgendes:

Nach einem Vortrage von Dr.-Ing. L. R. Wentholt hat der Deich bei Nederasselt ein schwaches Profil. An der Stelle des Durchbruches beträgt die Neigung im oberen Teile der (wasserseitigen) Außenböschung etwa 1 : 2,5, die Neigung der (landseitigen) Binnenböschung etwa 1 : 1,4, die Kronenbreite 4 m. Die Deichmasse besteht aus sehr sandigem Boden. Wasser ist an der Stelle über Deichkrone und Binnenböschung in den Deichkörper eingedrungen, wodurch die Binnenböschung ins Abschieben geraten sein wird. Derartige Abschiebungen sind an einigen Stellen des Deiches eingetreten. Wäre der Deich nicht an diesen Punkten durchbrochen, so würde er sicher einige Stunden später irgendwo anders gewichen sein.

Was von vorstehenden Angaben Wentholts am meisten überrascht, ist die Tatsache, daß die Binnenböschung die steile Neigung 1 : 1,4 hatte, bei einer Kronenbreite von nur 4 m, gegenüber einem fast „bordvollen“ Flußwasserstande. Der Deich besteht aus sehr sandiger Bodenmasse.

Ein vielleicht etwas elementar gehaltener Vergleich verdeutlicht das in Frage stehende Problem am besten. Bei Eisenbahndämmen, die eine Anzahl von Gleisen tragen, würde wohl niemand daran denken, die Böschungen in sehr sandigem Boden steiler als 1 : 1,5 anzuordnen. Denkt man sich ein Kanal- oder Flußprofil in einem solchen Dammkörper ausgegraben (Abb. 1), dann wird infolge des hohen Außenwasserstandes der Deichkörper beständig in der Querrichtung durchströmt. Dieser hydraulische Wasserstrom durchtränkt die Deichmasse, vermindert ihr spezifisches Gewicht wie auch ihren natürlichen Böschungswinkel, kurzum, die Standsicherheit der ganzen Deichmasse unterhalb der „Sickerlinie“, welch

veränderter Zustand nach außen in Erscheinung zu treten sucht in den Umgrenzungslinien des Deichprofiles, d. h. längs der Böschungen. Bei solchen steilen Böschungen wie 1 : 1,4 in sehr sandigem Boden kann sich die Binnenböschung dem Zustande des labilen Gleichgewichtes wohl nähern, wenn die übrigen Umstände mitwirken. Abb. 1 allein dürfte ausreichen, um die Forderung zu verdeutlichen, daß die Binnenböschung vor allen Dingen nicht steiler als 1 : 1,5 (bei Nederasselt 1 : 1,4!) sein darf, also bestimmt flacher als 1 : 1,5 sein muß, etwa 1 : 2 und nach unten hin noch flacher. Daß die Außenböschung zweifellos mit einer dichteren Lage Boden abgedeckt ist, tut wenig zur Sache. Infolge tagelanger Bespülung durch das Außenwasser wird eine mehr oder weniger vollständige Durchtränkung der Deichmasse doch nicht ausbleiben.

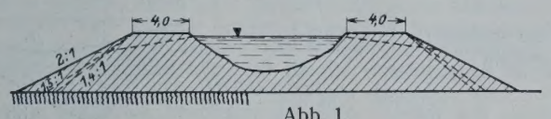


Abb. 1.

In feinem Deichbaumaterial, bei tagelanger Durchfeuchtung, kann die „Sickerlinie“ auch unter Mitwirkung der nach oben gerichteten Kapillarkraft in den Poren ziemlich flach verlaufen, sagen wir bis unter 1 : 7 oder gar 1 : 8. Bei einer Kronenbreite von nicht mehr als 4 m und einem bordvollen Wasserstande kann die „Sickerlinie“ ziemlich hoch oben in der Binnenböschung zutage treten.

Bei einer so steilen Neigung der durchtränkten Binnenböschung wie 1 : 1,4 reichen verhältnismäßig geringe Außenkräfte bereits aus, um den bestehenden beinahe „labilen“ Gleichgewichtszustand zu erschüttern und die Binnenböschung „muschelförmig“ abbröckeln zu lassen. Überlaufwasser, das über die Deichkrone hinweg auf der Innenseite niederfällt, kann die Abbrüche verursachen, aber auch ohne Überlaufwasser kann eine solche steile Böschung in durchfeuchtetem Zustande abschieben infolge der beständigen Hammerschläge der Wellen, die das in den Poren der Deichmasse enthaltene Wasser (nicht-elastisch!) von Außenböschung nach Binnenböschung durch den Deichkörper hindurchtreiben.[2])

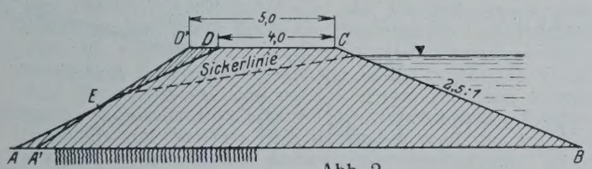


Abb. 2.

Mit einer Verflachung der Neigung von 1:1,5 auf 1 : 2 nimmt die Standsicherheit der Binnenböschungen — gerade in durchfeuchtetem Zustande — unverhältnismäßig schnell zu. In Abb. 2 entspricht die Binnenböschung unter 1 : 2 bei einer Kronenbreite von 4 m den an den Deich gestellten Anforderungen. Bei einer Kronenbreite von 5 m und einer Böschungsneigung von 1:1,5 hat der Deich den etwa gleichen Querschnitt und die gleiche Masse. Den Vorzug verdient jedoch unbedingt wohl die Form nach *ABCD*. Das Dreieck *EDD'* wirkt ungünstig belastend ein auf die gegebenenfalls durchfeuchtete Böschung, gleichsam im Sinne und in Richtung des mit seinem Gewichte niederfallenden Überlaufwassers.

Falls noch weitere Flußdeiche an Strömen bestehen, die den nachstehenden Punkten entsprechen:

1. der Deich soll gegebenenfalls einem fast „bordvollen“ Außenwasserstande widerstehen,
2. die Binnenböschung ist etwa 1 : 1,5,
3. das Deichbaumaterial ist wenig „wasserfest“, d. h. es verliert im Wasser zu viel an Kohäsion,
4. die Kronenbreite ist $\leqq$ 4 m,

dann werden solche Deiche in Zukunft noch eine große Gefahr bilden.

Bei so steilen Neigungen der Binnenböschung wie bei Nederasselt, von 1 : 1,4, ist es leicht verständlich, daß die Abbrüche ziemlich plötzlich und ohne vorherige Warnungszeichen eintreten können, weshalb selbst eine umsichtige Deichwacht wenig mehr retten kann.

In dem in Fußnote 1) angeführten Aufsatze „Längsrisse und Längsabbrüche bei Seedeichen“ findet sich der nachstehende Satz: „Bei Flußdeichen fehlt diese hydrodynamische Beanspruchung in Form von Wasserstößen, ausgelöst durch den Wellenschlag, da der letztere hier keine nennenswerte Kraft besitzt. Darum kommen Längsrisse und Abbrüche in Flußdeichen so gut wie nie vor.“

Verfasser hatte bei dieser Behauptung hauptsächlich Flußstrecken im Mittel- oder Oberlauf im Auge. Im Unterlaufe von Strömen, z. B. in Niederland, wo die gegenüberliegenden Deiche eine ziemlich breite Wasserfläche einschließen, kann sich über diese große Wasserfläche hin wohl ein Wellenschlag von größerer Stärke entwickeln.

In der Bucht bei Grave (Nederasselt), wo die Maas die Wendung macht, hat ein heftiger Sturmwind aus Südwesten rechtwinklig zur Richtung des rechten Maasdeiches geweht, und es läßt sich nicht verkennen, daß diesem Wellengange auch eine gewisse Mitwirkung an dem Deichbruch bei Nederasselt zukommt. Es sind jedenfalls früher noch höhere Wasserstände vorgekommen, ohne daß an der fraglichen Stelle der Deich gebrochen wäre.

In einem Zeitungsberichte war zu lesen, daß irgendwo die Deichmasse so „breiig“ geworden war, daß man einen Spazierstock tief in den Deichkörper hineinstecken konnte. Das betrifft offenbar eine Binnenböschung und ist meines Erachtens ein Beweis dafür, daß die Deichmasse an der fraglichen Stelle nach hinten zu ziemlich dicht gewesen ist und nicht genügend entwässern konnte.

Darum unterstreichen wir hier nochmals die Forderung, daß allein die Wasserseite eines Deiches möglichst wasserdicht sein muß. Unterhalb der Binnenböschung und im Hinterbau des Deiches dagegen muß gröberes Material eingebaut werden. In Verbindung mit flacherer Neigung und besserer Entwässerungsmöglichkeit wird eine solche Deichböschung an Standsicherheit beträchtlich gewinnen.

Auf die Bedeutung der Binnenböschung muß im Deichbau mehr Wert gelegt werden. Dipl.-Ing. C. Wesemann.

[2]) Vergl. „Centraalblad der Bouwbedryven“ vom 27. September 1924, Nr. 13: „Längsrisse und Längsabbrüche bei Seedeichen“.

Einfluß der Fliehkräfte auf statisch unbestimmte Eisenbahnbrücken.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaurat a. D. **Kado** in Berlin-Wilmersdorf.

In der „Bautechnik“ 1925, Heft 12, S. 169 hat Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell Formeln für den Einfluß von Fliehkräften auf die Hauptträger entwickelt, die für den einfachen Balken mit Einflußlinien von drei- und viereckiger Gestalt (Abb. 1 u. 2) gelten.

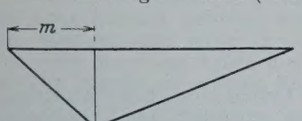


Abb. 1.

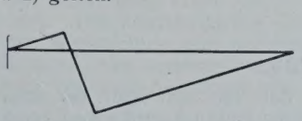


Abb. 2.

Bei Trägern mit Einflußlinien, die sich aus einer drei- oder viereckigen Linie und einer Parabel zusammensetzen (Abb. 3 u. 4), ändern sich in den auf S. 173 der „Bautechnik“ 1925 zusammengestellten Formeln nur die Werte μ_3. Letztere werden im folgenden entwickelt.

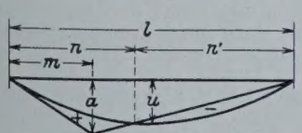


Abb. 3.

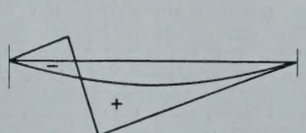


Abb. 4.

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1926, Heft 7, S. 87.

Bedeutet $y = \frac{4f}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = \frac{f}{l^2}(l-2x)^2$ die Ordinate der Bogenachse an der Stelle x und η die Ordinate der Einflußlinie, so ist für eine Einzellast an der Stelle x: $\mu_3 = \frac{y}{b}$ und für die gleichmäßig belastete Strecke n

$$\mu_3 = \frac{\int_0^n \frac{y}{b}\,\eta\,dx}{\int_0^n \eta\,dx}.$$

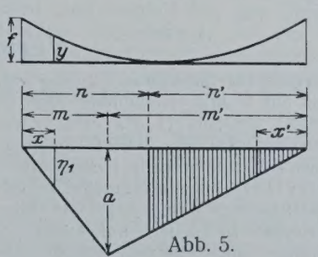


Abb. 5.

Für die dreieckige Einflußlinie (Abb. 5) ist $\eta_1 = \frac{a\,x}{m}$.

$$(1)\quad \left\{\begin{aligned}
\int_0^{n'} \frac{y}{b}\,\eta_1\,dx' &= \frac{f}{b}\cdot\frac{a}{m'\,l^2}\int_0^{n'}(l-2x')^2\,x'\,dx' \\
&= \frac{f}{b}\cdot\frac{a}{m'\,l^2}\int_0^{n'}(l^2 - 4\,l\,x' + 4\,x'^2)\,x'\,dx' \\
&= \frac{f}{b}\cdot\frac{a}{m'\,l^2}\left(l^2\,\frac{n'^2}{2} - \frac{4}{3}\,l\,n'^3 + \frac{4}{4}\,n'^4\right) \\
&= \frac{f}{b}\cdot\frac{a\,n'^2}{6\,m'\,l^2}\,(3\,l^2 - 8\,l\,n' + 6\,n'^2).
\end{aligned}\right.$$

$$(2)\quad \begin{cases} \int_0^l \frac{y}{b}\,\eta_1\,dx = \frac{f}{b}\cdot\frac{a}{6\,l^2} \\ \left\{m\,[3\,l^2 - 8\,l\,m + 6\,m^2] + (l-m)\,[3\,l^2 - 8\,l\,(l-m) + 6\,(l-m)^2]\right\} \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{a\,l}{6\,l^2}\,(l^2 - 2\,l\,m + 2\,m^2) = \frac{f}{b}\cdot\frac{a}{6\,l}\,(m^2 + m'^2). \end{cases}$$

$$(3)\quad \begin{cases} \int_0^n \frac{y}{b}\,\eta_1\,dx = \int_0^l \frac{y}{b}\,\eta_1\,dx - \int_0^{n'} \frac{y}{b}\,\eta_1\,dx' \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{a}{6\,l^2}\left\{l\,(m^2 + m'^2) - \frac{n'^2}{m'}\,(3\,l^2 - 8\,l\,n' + 6\,n'^2)\right\}. \end{cases}$$

Für die Parabel (Abb. 6) ist

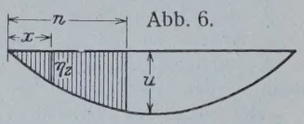


Abb. 6.

$$\eta_2 = \frac{4\,u\,x\,(l-x)}{l^2}$$

$$(4)\quad \begin{cases} \int_0^n \frac{y}{b}\,\eta_2\,dx = \frac{f}{b}\cdot\frac{4\,u}{l^4}\int_0^n (l-2\,x)^2\,x\,(l-x)\,dx \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{4\,u\,n^2}{6\,l^4}\,(3\,l^3 - 10\,l^2\,n + 12\,l\,n^2 - 4{,}8\,n^3). \end{cases}$$

$$(5)\quad \begin{cases} \int_0^n \eta_2\,dx = \frac{4\,u}{l^2}\int_0^n x\,(l-x)\,dx = \frac{4\,u}{l^2}\left(\frac{l\,n^2}{2} - \frac{n^3}{3}\right) \\ \quad = \frac{4\,u\,n^2}{6\,l^2}\,(3\,l - 2\,n). \end{cases}$$

$$(6)\quad \begin{cases} \int_0^l \frac{y}{b}\,\eta_2\,dx = \frac{f}{b}\cdot\frac{4\,u}{6\,l^2}\,(3 - 10 + 12 - 4{,}8)\,l^3 = \frac{f}{b}\cdot\frac{0{,}8\,u\,l}{6}. \end{cases}$$

$$(7)\quad \begin{cases} \int_0^l \eta_2\,dx = \frac{4\,u\,l}{6}. \end{cases}$$

$$(8)\quad \begin{cases} \int_n^l \frac{y}{b}\,\eta_2\,dx = \int_0^{n'} \frac{y}{b}\,\eta_2\,dx' \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{4\,u\,n'^2}{6\,l^4}\,(3\,l^3 - 10\,l^2\,n' + 12\,l\,n'^2 - 4{,}8\,n'^3). \end{cases}$$

$$(9)\quad \begin{cases} \int_n^l \eta_2\,dx = \frac{4\,u\,n'^2}{6\,l^2}\,(3\,l - 2\,n'). \end{cases}$$

Für die schraffierte Einflußfläche in Abb. 7 ist dann

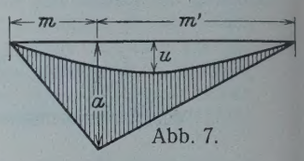


Abb. 7.

$$(10)\quad \begin{cases} \mu_3 = \frac{f}{b}\cdot\frac{\frac{a\,l}{6\,l^2}\,(m^2 + m'^2) - \frac{0{,}8\,u\,l}{6}}{\frac{a\,l}{2} - \frac{4}{6}\,u\,l} \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{\left(\frac{m}{l}\right)^2 + \left(\frac{m'}{l}\right)^2 - 0{,}8\,\frac{u}{a}}{3 - 4\,\frac{u}{a}}. \end{cases}$$

Für die +-Fläche in Abb. 8 ist

$$(11)\quad \begin{cases} \mu_3 = \frac{f}{b}\cdot\frac{\frac{a}{6\,l^2}\left\{l\,(m^2 + m'^2) - \frac{n'^2}{m'}\,(3\,l^2 - 8\,l\,n' + 6\,n'^2)\right\} - \frac{4\,u\,n^2}{6\,l^4}\,(3\,l^3 - 10\,l^2\,n + 12\,l\,n^2 - 4{,}8\,n^3)}{\frac{a\,l}{2} - \frac{a\,n'^2}{2\,m'} - \frac{4\,u\,n^2}{6\,l^2}\,(3\,l - 2\,n)} \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{\left(\frac{m}{l}\right)^2 + \left(\frac{m'}{l}\right)^2 - \frac{n'^2}{m'\,l}\left[3 - 8\,\frac{n'}{l} + 6\left(\frac{n'}{l}\right)^2\right] - 4\,\frac{u}{a}\left(\frac{n}{l}\right)^2\left[3 - 10\,\frac{n}{l} + 12\left(\frac{n}{l}\right)^2 - 4{,}8\left(\frac{n}{l}\right)^3\right]}{3 - 3\,\frac{n'^2}{m'\,l} - 4\,\frac{u}{a}\left(\frac{n}{l}\right)^2\left(3 - 2\,\frac{n}{l}\right)}. \end{cases}$$

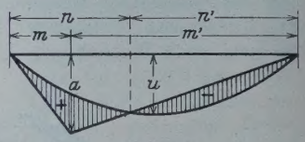


Abb. 8.

Für die −-Fläche in Abb. 8 ist

$$(12)\quad \begin{cases} \mu_3 = \frac{f}{b}\cdot\frac{\frac{a\,n'^2}{6\,m'\,l^2}\,(3\,l^2 - 8\,l\,n' + 6\,n'^2) - \frac{4\,u\,n'^2}{6\,l^4}\,(3\,l^3 - 10\,l^2\,n' + 12\,l\,n'^2 - 4{,}8\,n'^3)}{\frac{a\,n'^2}{2\,m'} - \frac{4\,u\,n'^2}{6\,l^2}\,(3\,l - 2\,n')} \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{\frac{l}{m'}\left[3 - 8\,\frac{n'}{l} + 6\left(\frac{n'}{l}\right)^2\right] - 4\,\frac{u}{a}\left[3 - 10\,\frac{n'}{l} + 12\left(\frac{n'}{l}\right)^2 - 4{,}8\left(\frac{n'}{l}\right)^3\right]}{3\,\frac{l}{m'} - 4\,\frac{u}{a}\left(3 - 2\,\frac{n'}{l}\right)}. \end{cases}$$

Für die +-Fläche der Abb. 9 ist

$$(13)\quad \begin{cases} \mu_3 = \frac{f}{b}\cdot\frac{\frac{a\,m'^2}{6\,l^3}\,(3\,l^2 - 8\,l\,m' + 6\,m'^2) - \frac{4\,u\,m'^2}{6\,l^4}\,(3\,l^3 - 10\,l^2\,m' + 12\,l\,m'^2 - 4{,}8\,m'^3)}{\frac{a\,m'^2}{2\,l} - \frac{4\,u\,m'^2}{6\,l^2}\,(3\,l - 2\,m')} \\ \quad = \frac{f}{b}\cdot\frac{3 - 8\,\frac{m'}{l} + 6\left(\frac{m'}{l}\right)^2 - 4\,\frac{u}{a}\left[3 - 10\,\frac{m'}{l} + 12\left(\frac{m'}{l}\right)^2 - 4{,}8\left(\frac{m'}{l}\right)^3\right]}{3 - 4\,\frac{u}{a}\left(3 - 2\,\frac{m'}{l}\right)}. \end{cases}$$

Für die −-Fläche der Abb. 9 ist

$$(14)\quad \mu_3 = \frac{f}{b}\cdot\frac{3 - 8\,\frac{m-1}{l} + 6\left(\frac{m-1}{l}\right)^2 + 4\,\frac{u}{a}\left[3 - 10\,\frac{m-1}{l} + 12\left(\frac{m-1}{l}\right)^2 - 4{,}8\left(\frac{m-1}{l}\right)^3\right]}{3 + 4\,\frac{u}{a}\left(3 - 2\,\frac{m-1}{l}\right)}.$$

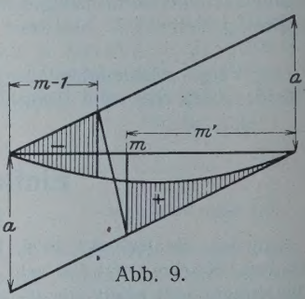


Abb. 9.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. H. Marcus: Zwei Beispiele für die Verwendung trägerloser Decken. — Prof. Dr.-Ing. R. Saliger: Der Wasserbehälter Krapfenwaldl der Wiener Hochquellenwasserleitung. — Prof. Dr.-Ing. A. Kuryllo: Eisenbetonmagazin mit Pilzdecken. — Paul P.-Santo Rini: Beitrag zur Bemessung von Pilzdecken an Hand des Pilzbehälters „Kronos" in Eleusis bei Athen. — Dipl.-Ing. A. Seeländer: Das Verwaltungs- und Magazingebäude der staatlichen Hauptkraftwagenwerkstätte in Bamberg. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Pilzdecke der Firma Cornelius Heyl A.-G., Worms. — Dr.-Ing. Hch. Leitz: Über die Anwendung der Elastizitätstheorie auf kreuzweise bewehrten Beton. — K. Hajnal-Kónyi: Bemerkungen zu den „Bestimmungen für Ausführuug von Bauwerken aus Eisenbeton" vom 9. September 1925 unter besonderer Berücksichtigung der Pilzdecken.

Vom englischen und amerikanischen Eisenbahnsignalwesen. Ebenso wie für das europäische Festland hat England auch für Nordamerika den Anstoß zur Entwicklung des Eisenbahnwesens gegeben. Im Laufe der Zeit hat sich aber aus manchen Gründen das Eisenbahnwesen in England und in Amerika ganz verschieden entwickelt. Die Verschiedenheit in der Entwicklung erstreckt sich auch auf das Signalwesen der Eisenbahnen.

Bei den amerikanischen Eisenbahnen wird in weiterem Umfange als in anderen Ländern für die Bewegung der Signale und Weichen Kraftantrieb gewählt. In England hat man dagegen selbst da, wo Kraft bequem zu haben ist, den Antrieb von Hand beibehalten, und Kraftstellwerke sind dort eine Seltenheit. Die Einstellung der Eisenbahnverwaltungen zu dieser Frage diesseits und jenseits des Weltmeers mag früher ihre Berechtigung gehabt haben, als in Europa die Löhne noch niedrig waren, Amerika dagegen sich schon mit hohen Löhnen abfinden mußte. Heute sind dagegen die Ausgaben für Löhne auch in Europa stark gestiegen, und namentlich die englichen Eisenbahnen klagen lebhaft über den ungünstigen Einfluß der Löhne auf ihre Betriebsrechnung. Wenn sie sich trotzdem nicht entschließen können, in größerem Umfange zu Kraftbetrieb überzugehen, so liegt das wahrscheinlich ebenso wie ähnliches Verhalten in anderen Fällen an der konservativen Eigenart des Engländers, der für Neuerungen nur schwer zu haben ist.

Beim Kraftantrieb ist es eine noch nicht vollständig gelöste Frage, ob man dazu ausschließlich Elektrizität wählen soll oder ob für den eigentlichen Antrieb Druckluft vorgesehen werden soll, die nur elektrisch geschaltet wird. Gegen das gemischte System läßt sich einwenden, daß man dabei zwei Gruppen von Einrichtungen, elektrische und solche mit Druckluft, haben muß. Es werden aber heute in Amerika kleine Luftverdichter gebaut, die nur so viel Raum einnehmen, daß man sie, selbst in doppelter Anordnung für den Fall einer Störung einer Einzelanlage, im Untergeschoß einer Stellerei ebensogut unterbringen kann wie die Speicherbatterie, die bei ganz elektrischem Betriebe für den Fall vorhanden sein muß, daß die Quelle, sei es ein bahneigenes oder ein bahnfremdes Werk, aus der sonst der Strom bezogen wird, einmal versagt.

Für Kraftbetrieb sind zwei Bauarten entwickelt worden. Bei dem einen ist für jede Weichen- oder Signalbewegung ein besonderer Antrieb vorgesehen, bei dem anderen bedient ein Antrieb, verschieden geschaltet, eine Anzahl von Vorrichtungen. Die erstgenannte Anordnung hat den Vorteil größerer Einfachheit, alle Teile für die verschiedenen Antriebe sind gleich, und die Unterhaltung ist erleichtert. Dagegen wird bei der an zweiter Stelle genannten Anordnung an Raum gespart, was namentlich in großen Stellwerken auch insofern von Bedeutung ist, als ein Mann eine größere Anzahl von Vorrichtungen zum Stellen der Signale und Weichen bedienen kann. Dagegen ist die Bauart verwickelter und die Unterhaltung erschwert.

Besonders in bezug auf die Sicherheitsvorrichtungen der großen Personenbahnhöfe nimmt Amerika eine führende Stelle ein, während England etwas zurückgeblieben zu sein scheint und sich erst neuerdings dazu entschließt, diese Vorrichtungen auf den Stand zu bringen, der den letzten Fortschritten der einschlägigen Technik entspricht. Zu den größten Anlagen dieser Art gehört der Pennsylvania-Bahnhof und der Grand Central-Bahnhof, beide in New York. Der Pennsylvania-Bahnhof gilt mit seinen 960 Zügen am Tage, die sich bis zu 75 in der Stunde zusammendrängen, für den größten Bahnhof der Welt; zu diesen Zugläufen kommen natürlich noch zahlreiche Verschiebefahrten. Der Grand Central-Bahnhof, eine zweigeschossige Anlage, hat 415 Züge täglich zu bewältigen; dazu kommen noch 607 Fahrten zum Umsetzen von Zügen und Lokomotivleerfahrten. In der Stunde des stärksten Verkehrs beträgt die Zahl der Personenzüge 51. Die beiden Bahnhöfe sind nach ganz verschiedenen Grundsätzen mit Sicherungsvorrichtungen ausgestattet, und bei beiden hat sich bis jetzt der Betrieb ohne Störungen abgewickelt.

Auf dem Pennsylvania-Bahnhof sind alle Vorrichtungen angewendet, die die Technik zur Zeit seines Baues zur Sicherung des Eisenbahnbetriebes kannte. Für die regelmäßigen Zugfahrten sind Armsignale an hohen Masten vorgesehen, besondere Signale am Boden regeln die Verschiebefahrten. Alle Bahnhofsgleise sind mit Gleisstrom versehen; Fahrstraßenverriegelungen, Kontrollvorrichtungen, Schutzvorrichtungen gegen vorzeitiges Umstellen von Weichen sind vorhanden, und die verschiedenen Stellereien stehen in elektrischer Abhängigkeit voneinander. Es ist also alles geschehen, um zu verhüten, daß durch einen Irrtum bei der Bedienung von Signalen und Weichen ein Unfall verursacht werden kann. Im Grand Central-Bahnhof dagegen hat man sich bei den Sicherungsanlagen auf das allernötigste beschränkt. Die Züge fahren innerhalb des Bahnhofs so langsam, daß sie jeden Augenblick anhalten können. Gleisströme, die sich über größere Gleisbezirke erstrecken, sind nicht vorhanden; nur die einzelnen Weichen sind in sich in ihrer Stelle durch kurze Gleisstromstrecken gesichert. Die Hebel für feindliche Fahrten sind im Stellwerk mechanisch in Abhängigkeit voneinander, aber im übrigen haben die Stellwerkbeamten ziemlich freie Hand. Dieses Verfahren, den Betrieb eines Bahnhofs zu sichern, mag für europäische Begriffe kühn und nicht ohne Gefahren erscheinen, aber für amerikanische Verhältnisse hat es sich bis jetzt bewährt.

In bezug auf die Signalbilder sind in England und Amerika die Anschauungen sehr verschieden, und nicht einmal die Signale der verschiedenen Eisenbahnen in demselben Lande sind gleichartig. Das englische Signalwesen ist dem amerikanischen insofern überlegen, als dem Lokomotiv- oder Triebwagenführer am Signal in vielen Fällen auch die für ihn freie Fahrstraße angezeigt wird, während in Amerika nur der Befehl zum Halten oder Weiterfahren vermittelt, allenfalls eine Anweisung erteilt wird, ob schnell oder langsam gefahren werden soll. Die amerikanischen Armsignale bewegen sich meist zwischen der Wagerechten und der Senkrechten nach oben und haben drei Stellungen. Nur vereinzelt kommen zweistellige Signale im unteren Kreisviertel vor, eine Anordnung, die in England die Regel bildet.

Eine Signalanordnung, die sich in England nur selten, im übrigen Europa kaum, dagegen in den Vereinigten Staaten an einer größeren Anzahl von Stellen findet, besteht darin, daß die Streckengleise mehrgleisiger Strecken mit Signalen für planmäßige Fahrten in beiden Richtungen ausgestattet sind. Es werden z. B. bei einer dreigleisigen Strecke zwei Gleise in der bei zweigleisigen Bahnen üblichen Form betrieben, während das dritte Gleis daneben sozusagen als selbständige eingleisige Bahn benutzt wird, indem die Züge auf ihm nach beiden Richtungen verkehren. Es wird behauptet, durch diese Betriebsform werde die Leistungsfähigkeit der dreigleisigen Strecke so erhöht, daß der viergleisige Ausbau, der sonst nötig wäre, noch auf Jahre hinaus aufgeschoben werden könne. Eine solche Anordnung wird z. B. auch gewählt, wenn sich der Hochverkehr zu manchen Tageszeiten in der einen, zu anderen in der entgegengesetzten Richtung bewegt, wie es bei den Vorortbahnen großer Städte vorkommt. Die Frage ist nur, wie bei dieser Betriebsart die Leerzüge zurückgebracht werden. Natürlich müssen bei einem derartigen Betrieb die Endstellwerke der in beiden Richtungen befahrenen Strecke in Abhängigkeit voneinander stehen, und es muß planmäßig festgesetzt sein, zu welchen Tageszeiten das Gleis dem Verkehr in der einen, zu welchen anderen Stunden es dem Verkehr in der anderen Richtung dienen soll. Übrigens begnügt man sich in England an mehreren Stellen und in Amerika in weit größerem Umfange nicht damit, den Zugverkehr durch den Fahrplan zu regeln und durch die Signale zu sichern, sondern leitet diesen Verkehr von einer Stelle aus, von der aus ein Beamter alle Zugfahrten anordnet. Das geht so weit, daß ihm sogar die Beendigung des Beladegeschäfts der einzelnen Wagengruppen mitgeteilt wird, worauf er die Bildung der Züge und ihren Verkehr anordnet, indem er ihnen auch die Aufgaben zuteilt, die sie unterwegs zu erfüllen haben.

Die bemerkenswertesten Beispiele für die Benutzung von Streckengleisen mehrgleisiger Strecken in beiden Richtungen finden sich bei der Chicago- und Nordwestbahn vor der Einfahrt in ihren Endbahnhof in Chicago, bei der Delaware, Lackawanna und Westbahn in Hoboken und bei der Pennsylvania- und Grand Central-Eisenbahn vor ihren Bahnhöfen in New York. Die Strecken sind im allgemeinen mit Gleisstrom versehen und, da es sich um lebhaften Verkehr handelt, arbeiten die Signale meist selbsttätig oder haben Kraftantrieb. Der Gleisstrom verhindert auch eine Umkehr in der Benutzung eines solchen Gleises, ehe es zu diesem Zweck frei gemacht ist.

Lichtsignale für den Betrieb bei Tageslicht sind in der letzten Zeit in England in noch erheblicherem Umfange als in Amerika eingeführt worden. Sie haben sich ausgezeichnet bewährt. Man muß zwei Arten unterscheiden: Lichtformsignale und farbige Lichtsignale. Die Formsignale zeigen eine Anzahl Lichter, meist drei in senkrechter, wagerechter oder geneigter Reihe, entsprechend den Stellungen der dreistelligen Armsignale. Bei den farbigen Signalen hat man zu dem üblichen Grün und Rot, um einen dritten Signalbefehl erteilen zu können, noch gelbes Licht hinzugenommen. Über die Vorteile der Lichtsignale ist bereits in der „Bautechnik“ 1926, Heft 29, S. 434, das Nötige gesagt worden.

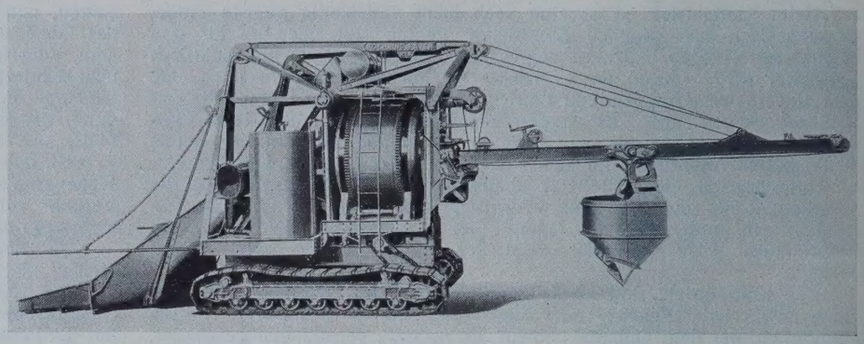
Eine Besonderheit im amerikanischen Signalwesen sind die Vorrichtungen zum selbsttätigen Anhalten der Züge bei auf Halt stehendem Signal, Vorrichtungen, deren Einführung in der Alten Welt noch nicht über den Versuch hinaus gediehen ist. Zahlreiche Unfälle in den Vereinigten Staaten sind auf das Überfahren von Haltsignalen zurückzuführen gewesen, und das Bundesverkehrsamt hat daher manchen Eisenbahnen aufgegeben, bis zu einem gewissen Zeitpunkt ihre Strecken mit Vorrichtungen zum selbsttätigen Anhalten der Züge auszustatten. Die Eisenbahngesellschaften setzen dieser Forderung lebhaften Widerstand entgegen, teils wegen der hohen, mit ihrer Erfüllung verbundenen Kosten, teils auch weil die Vorrichtungen, die zu diesem Zweck in Frage kommen, noch nicht genügend erprobt sind. Sie haben sich aber der Verpflichtung, ihre Strecken so auszurüsten, wie es der Stand der einschlägigen Technik ermöglicht, nicht ganz entziehen können. Die Frage beschäftigt die Eisenbahngesellschaften und die Signalbauanstalten auf das lebhafteste, es steht aber noch nicht endgültig fest, wie weit die selbsttätige Einwirkung auf den fahrenden Zug gehen soll, ob also die Bremse selbsttätig zum Ansprechen und der Zug dadurch zum Halten gebracht werden soll, ob der Führer in der Lage sein soll, diese Wirkung auszuschalten, ob bei der Annäherung an ein Haltsignal eine Anzeigevorrichtung auf dem Führerstand der Lokomotive ausgelöst werden soll oder ob schließlich die Vorrichtung nicht nur auf Anhalten des Zuges, sondern unter Umständen auch auf Verringerung seiner Fahrgeschwindigkeit wirken soll. Durch die drahtlose Übermittlung von elektrischer Energie sind für die Lösung der hier auftretenden Aufgaben neue Wege gewiesen. Die mechanische Übertragung scheiterte immer an der Schwierigkeit, Vorrichtungen zu schaffen, die den heftigen Stößen im Betriebe dauernd gewachsen bleiben. Auch wenn derartige Vorrichtungen auf einer Eisenbahnstrecke eingeführt werden, wird man die sichtbaren Streckensignale beibehalten müssen. Das Streben bei Fortbildung des Signalwesens muß auf eine Vereinfachung der zur Sicherung des Zugverkehrs dienenden Vorrichtungen gerichtet sein. Die Eingliederung der selbsttätigen Anlagen zum Anhalten der Züge bedeutet aber eine Vermehrung von ohnehin schon verwickelten Einrichtungen, und sie muß schon erhebliche Vorteile bringen und weitgehende Gewähr für einwandfreies Arbeiten bieten, wenn eine Eisenbahn die damit verbundenen höheren Lasten auf sich nehmen soll, die nicht nur in der Beschaffung der nötigen Gelder, sondern auch in vermehrter Arbeit und Sorgfalt bei der Überwachung und Unterhaltung bestehen. Diejenige Betriebsform, bei der sich derartige Vorrichtungen mit den geringsten, aber immer noch nicht unerheblichen Schwierigkeiten anbringen lassen, ist die elektrische Zugförderung, sowohl mit Triebwagen wie auch mit Lokomotiven. Wkk.

Die neueste Betonmischmaschine (Bauart Koehring Paver gemäß umstehender Abbildung) dient für die Zubereitung von Beton für den Straßenbau. Ihre Arbeitsweise ist folgende:

Ein großer, breiter, flach auf die Erde herabklappbarer Einfüllöffel gestattet die Materialaufnahme unmittelbar von Lastautos, die mittels Rückentlader, rückwärts-, vor- oder auch auf den Löffel fahrend, das Mischgut dem Löffel zuführen, ohne daß ein Abladen, ein Schaufeln und Einfüllen von Hand erforderlich ist. Wird die Materialanfuhr nicht durch Wagen mit Rückentladern besorgt, sondern in rechteckigen Kasten, die auf niederen Plattformwagen stehen und nach Art der Kipploren auf Feldbahngleisen herankommen, dann wird am rückwärtigen Teil seitlich vom Einfüllöffel ein Kran zum Abheben dieser Materialkasten angebaut. Während die Kasten — über dem Löffel schwebend — am Kran hängen, werden sie umgekippt und entleeren sich über dem Einfüllöffel. Durch Hochklappen des Löffels wird innerhalb 10 Sekunden das Mischgut, Kies, Sand und Zement, der Mischtrommel zugeführt.

Nach dem trockenen und feuchten Durchmischen des Mischgutes, das in dieser Maschine in einem Arbeitsgang und in 1 Minute vor sich geht, wird die fertige Betonmasse aus der Mischtrommel abgegeben, nicht aber, wie sonst üblich, durch einfaches Entleeren und Weitergeben des Mischgutes in Kipploren, Schüttelrinnen oder dergl., sondern in einen Betonabgabebehälter. Dieser läuft an einer schwenkbaren, etwa 5 m langen Auslegerschiene und wird ebenfalls in seinem Vorwärts- und Rückwärtsgang vom Mischer aus bedient. Der Betonabgabebehälter entleert sich durch Öffnen der Bodenklappe und schüttet die fertige Betonmasse unmittelbar auf die zu betonierende Fläche.

Die Maschine läuft, von einem Vierzylinder-Bezinmotor oder einem 15-PS-Elektromotor angetrieben, aus eigener Kraft entweder auf Vollangraupen, Halblangraupen oder auf Rädern. Ersteres hat sich für den Straßenbau als das Zweckmäßigste erwiesen, da hierbei das Gesamtgewicht der Maschine gleichmäßig auf den Erdboden verteilt wird.



Betonmischmaschine Bauart Koehring Paver.

Die Normalfassung des Mischers beträgt gewöhnlich 760 l; in jedem Mischgange werden etwa 1200 l Material zu Beton verarbeitet. Die achtstündige Tagesleistung besteht demnach bei 296 Mischgängen, die insgesamt 225 m³ fertige Betonmasse ergeben, in der Verarbeitung von rd. 350 m³ ungemischten Materials. Das reicht aus zur Betonierung einer Straße von etwa 200 m Länge, 6 m Breite und 20 cm durchschnittlicher Dicke der Betondecke.

Der Einfüllöffel (Beschickungskübel) hat doppelte selbst ausgleichende Kabel. Der Entladebaum, der schwenkbare Ausleger und der sich selbst öffnende Betonabgabebehälter haben selbsttätige Anschlag- und Kupplungsauslösung und ausgleichenden Verteilerschnabel.

Der Mischer ist ein Freifallmischer.

Die sehr leicht bewegliche Maschine kann sich 1,4 bis 3,25 km/Std. vorwärts, 0,9 km/Std. rückwärts bewegen. Das Lenken geschieht mechanisch von dem gekapselten Räderkasten aus mittels Laufflächenträger-Fahrgetriebes, und zwar ist die Handhabung derart leicht, daß ein Mann die Maschine mit einer Hand am Lenkrad fast in einer Eigenlänge wenden kann. Er hat hierzu nur das bequeme Lenkrad zu drehen, das mittels eines kräftigen Kniehebels ein Bremsrad feststellt. Die Bremse hält eine Seite des Antriebsmechanismus fest, wodurch der Motor den Antrieb auf die festgehaltene Seite des Laufplattenträgers ausschaltet. Zum Festhalten der Bandbremse ist nur eine geringe Kraft am Lenkrade erforderlich. Der andere Laufplattenträger bleibt eingeschaltet, läuft weiter und bewirkt die Wendung der Maschine.

Alle arbeitenden Zahnräder für den Trommelantrieb und für die Fahrgeschwindigkeitsschaltung sind in einem gekapselten Kasten eingebaut und laufen dauernd in einem Ölbade. Sie bestehen aus legiertem Stahl und haben geschnittene Zähne. Die schnellaufenden und alle Fahrwerkzahnräder sind warm behandelt. Durchweg sind Kugellager und Bronzebüchsen verwendet. Der Räderkasten selbst wird gegen Stöße und Erschütterungen, die vom Motor oder von der Maschine herstammen, mittels elastischer Duplexkupplungen geschützt, die zwischen Motor- bezw. Mischmaschinenantrieb und Räderkasten eingebaut sind und aus Stahlsternen, die auf die Wellen aufgekeilt sind, und elastischen Scheiben bestehen, die abwechselnd auf die Sterne aufgeschraubt sind.

Es genügt, wenn etwa alle drei Monate einmal das Öl aus dem Kasten entleert und erneuert wird. Eine weitere Wartung ist nicht erforderlich.

Zur Bedienung der Maschine genügt ein Mann.

Der Einfüllöffel dieses Betonmischers ist so konstruiert, daß keine scharfen Kanten, Winkel oder sonstigen Hindernisse den freien, schnellen Lauf des Materials aufhalten. Die Kanten sind abgerundet, um die Wagenschienen vor Verschleiß und anderen Schäden zu schützen. Die Düse der Mischtrommel ist so ausgeführt und angebracht, daß sie stets ihre genaue Lage für die vorteilhafteste Zufuhr des Wassers zu dem Material behält. Da die Koehringsche Wasserauslösung durch den heruntergehenden Einfüllöffel das Wasser im richtigen Augenblick in die Mischtrommel bringt, braucht der Bedienungsmann sich hierum nicht zu kümmern.

Die hohe Geschwindigkeit, mit der das Wasser in die Mischtrommel tritt, sichert ferner, daß das gesamte zur Mischung erforderliche Wasser zu derselben Zeit in der Mischtrommel sein wird wie die Betonmasse. Der Bedienungsmann hat lediglich das entlastete Ventil wieder einzusetzen, so daß sich der Mischbehälter füllt.

Architekt Franz Hoffmann, Berlin-Johannisthal.

Der Welland-Schiffahrt-Kanal. Eines der wichtigsten Ingenieurbauwerke im Bereiche des britischen Weltreiches ist der Welland-Kanal, der die zwischen dem Erie- und dem Ontario-See liegende Niagara-Landenge durchschneidet und von lebenswichtiger Bedeutung für die Schiffahrt zwischen den großen nordamerikanischen Seen und dem Atlantischen Ozean ist. Seine Wichtigkeit dürfte sich durch die Kanalisierung des St. Lorenz-Stromes noch steigern, und er wird alsdann auch für Fahrzeuge sehr beträchtlichen Tonneninhalts den Verkehr zwischen Duluth am Oberen See und den Häfen der Atlantischen Küste vermitteln müssen.

Der Wasserspiegel des Oberen Sees liegt auf + 244,45 m über dem Meer, die Entfernung zwischen Duluth und der Landenge von Belle Isle beträgt etwa 3760 km. Unterhalb des Oberen Sees liegt der Huronen-See auf + 177 m über Meeresspiegel, und die Verbindung zwischen beiden wird durch den Saulte-St. Marie-Kanal[1]) gebildet, der während der für die Schiffahrt offenen Monate den stärksten Getreide- und Erzverkehr der Welt aufzuweisen hat.

Unterhalb des Huronen-Sees und durch den St. Claire- und Detroit-Fluß mit ihm verbunden liegt auf + 174,50 der Erie-See, unterhalb dieses auf nur + 73,90 der Ontario-See. Die Strecke zur Überwindung dieses großen Höhenunterschiedes beträgt nur etwa 56 km und enthält die Niagara-Fälle. Die nach diesen genannte und zwischen Erie- und Ontario-See hindurchgehende Niagara-Landenge hat neuerdings mehrere sehr bedeutende Ingenieurbauwerke aufzuweisen, u. a. die große Queenston-Chippawa-Wasserkraftanlage. Nicht weniger bemerkenswert sind die Arbeiten am Welland-Kanal, dessen jetzt neu aufgenommener Ausbau der dritte seit seiner Eröffnung im Jahre 1829 ist. Auf die Einzelheiten der seitherigen Entwicklung dieser wichtigen Wasserstraßen kann an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden, wir beschränken uns vielmehr auf die nachfolgenden Angaben nach „Engineering“ vom 9. April 1926 über die neuesten Schleusenbauten.

Die Anzahl der Schleusen ist seit dem ersten Ausbau von 25 auf 8 verringert, ihre Abmessungen sind jedoch — bei 9,15 m Wassertiefe — von 88 m Länge und 13,70 m Breite auf 245 m und 24,5 m gewachsen. Diese Ausmaße stehen im neuzeitlichen Schleusenbau mit in erster Reihe, sind z. T. sogar unübertroffen: Der Panamakanal z. B. liegt an der höchsten Stelle nur 26 m über Meereshöhe und hat einen größten Schleusenhub von 9,30 m gegenüber 14,20 m bei jeder der neuen Schleusen im Welland-Kanal. Die in Abb. 2 ersichtliche Schleusentreppe bei Thorold vermittelt allein einen Höhenunterschied von 31,70 m und reicht, was die für ihren Bau verwendeten Betonmassen anbelangt, an die große Schleuse von Gatun im Panamakanal heran. Das Gewich jedes Flügels der Unterhaupttore beim Welland-Kanal beträgt etwa 500 t gegenüber 733 t Gesamtgewicht für die schwersten, 25 m hohen Tore bei Miraflores im Panamakanal.

Die neue Linienführung des Kanals weicht von der alten erheblich ab und ist in den Hauptzügen aus Abb. 1 ersichtlich. Die Länge der

[1]) Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1925, Heft 21, S. 281.

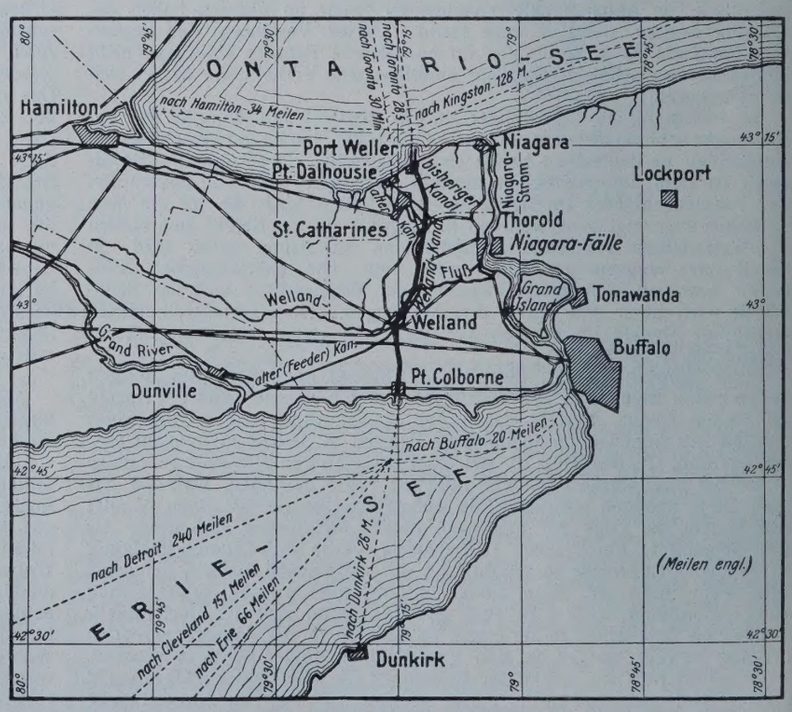
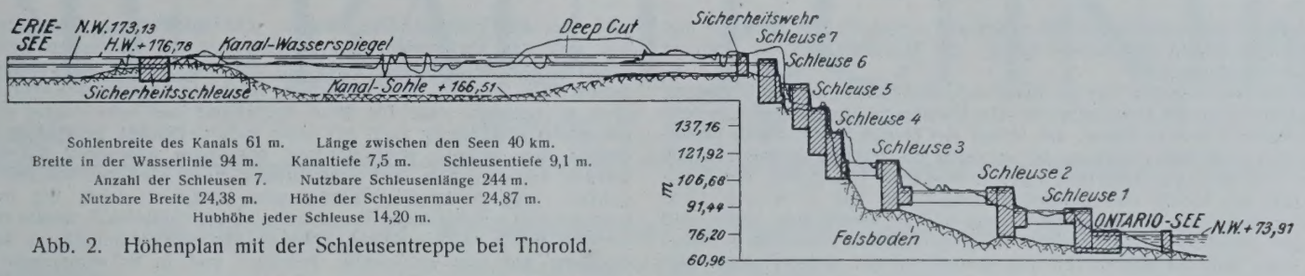


Abb. 1. Übersichtsplan.



Sohlenbreite des Kanals 61 m. Länge zwischen den Seen 40 km.
Breite in der Wasserlinie 94 m. Kanaltiefe 7,5 m. Schleusentiefe 9,1 m.
Anzahl der Schleusen 7. Nutzbare Schleusenlänge 244 m.
Nutzbare Breite 24,38 m. Höhe der Schleusenmauer 24,87 m.
Hubhöhe jeder Schleuse 14,20 m.

Abb. 2. Höhenplan mit der Schleusentreppe bei Thorold.

neuen Strecke von dem neuen End- und Umschlaghafen Port Weller bis Port Colborne beträgt 40 km, d. h. 4 km weniger als die des alten Kanals. Abb. 2 gibt eine schematische Darstellung des Kanals und seiner Hauptbauwerke: Am Nordende Port Weller mit zwei je 2,4 km weit in den Ontario-See hineinreichenden Wellenbrechern, ungefähr 2,9 km von der Hafeneinfahrt die erste, 2,4 km weiter oberhalb die zweite, 4 km weiter die dritte Schleuse. Es folgen jetzt die drei Zwillingsschleusen Nr. 4, 5 u. 6 und endlich — nur 610 m oberhalb — Schleuse Nr. 7; bei Port Colborne am Erie-See endlich ist eine Schutzschleuse vorgesehen. Hier wie überall sind die Untergrundverhältnisse gut, tragfähiger Felsboden

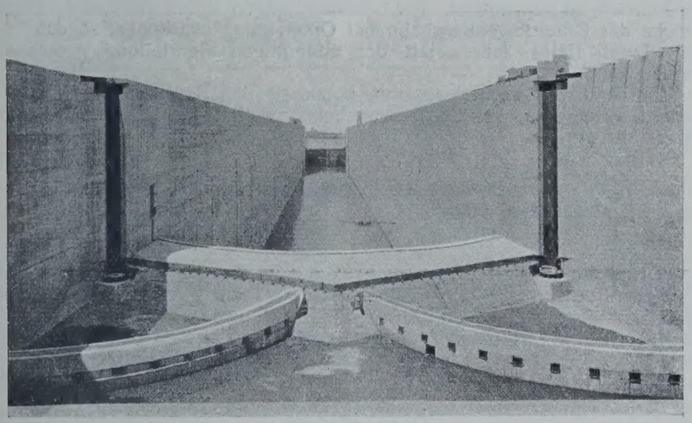


Abb. 3. Blick in das Unterhaupt der Schleuse Nr. 1.

ist fast durchweg in geringer Tiefe zu finden; z. T. konnten die Bauwerke unmittelbar in diesen hineingebaut werden.

Das Ausheben des Kanalbettes geschah im Trockenbaggerbetrieb; die größte Tiefe betrug — an dem sogenannten Deep Cut — 24,40 m, planmäßig freilich durchweg nur etwa 7,6 m, doch sind für die Bauwerke überall 9,15 m Gründungstiefe gewählt, so daß der Kanal später nötigenfalls auf seiner ganzen Länge entsprechend vertieft werden kann; seine Breite beträgt 61 m an der Sohle, 94,45 m in MW-Höhe. Abb. 3 gibt einen Blick in das Unterhaupt der Schleuse Nr. 1, deren Bauart auch derjenigen der anderen einfachen Schleusen entspricht und deren Schnitt in Abb. 4 dargestellt ist. Die Baulänge dieser einfachen Schleusen beträgt 262 m zwischen den Toren, was einer nutzbaren Länge von 244 m entspricht; die Kammermauern bestehen aus Stampfbeton und haben in Höhe des Schleusenbodens eine größte Stärke von 14 m. Die Lage der Bedienungsgalerien sowie des Umlaufkanals ist aus Abb. 4 ersichtlich. Der letztere hat eine Weite von 4,25 m und besitzt auf jeder Seite 25 Seitenöffnungen von $0{,}9 \times 1{,}2$ m Querschnitt. Bei der Füllung wird das Wasser durch den Umleitungskanal entlang nach dessen um 90° gekrümmten, unmittelbar vor den Unterhaupttoren gegenüberliegenden Ausläufen geleitet; die Energien der sich begegnenden Wasserströme heben hier einander auf, so daß jede Bildung von Wirbeln und Strömungen verhindert wird.

Abb. 5 zeigt eine Bauaufnahme der Zwillings-

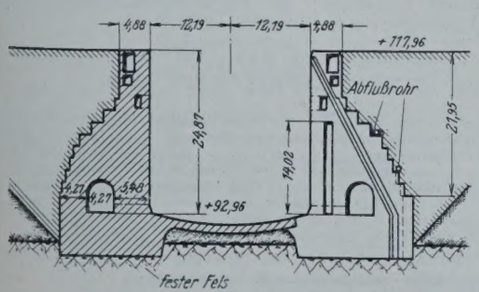


Abb. 4. Querschnitt der Schleuse Nr. 1.

schleuse Nr. 6, Abb. 6 deren Querschnitt. Danach weicht die linke Außenmauer in bezug auf ihre Stärke und die Lage des Umlaufkanals, die rechte Außenmauer auch in bezug auf die Formgebung von den einfachen Schleusen stark ab. Die Mittelmauer enthält unten die beiden Umlaufkanäle, hat dort eine durchgehende Stärke von 18,30 m und trennt sich oben in zwei Teile, die ebenso wie die Außenmauern mehrere Bedienungs- und Leitungskanäle enthalten.

Die Umläufe sind durch Schütze Bauart Taintor an beiden Enden zu verschließen bezw. zu regeln; an jeder Kontrollstelle sind zwei solcher Schütze — durch einen Mauerpfeiler getrennt — angebracht. Die Einlaßschieber der beiden äußeren Umläufe einer Schleuse liegen zusammen an einer Seite des Bauwerkes, und das Wasser wird durch eine im Schleusenboden durchgehende Heberleitung nach der anderen Seite geführt. Durch Ausgleichbecken ist überall dafür gesorgt, daß die Bildung von Wirbeln und Strömungen beim Einlassen wegfällt. Die Größe dieser Sparbecken schwankt zwischen 11 ha bei Schleuse Nr. 7 und 81 ha bei Schleuse

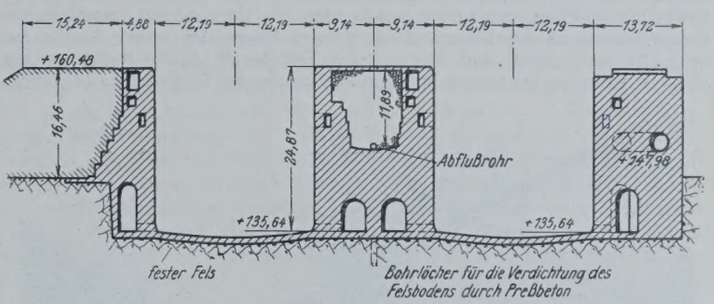


Abb. 6. Querschnitt der Zwillingsschleuse Nr. 6.

Nr. 2. Mit ihnen in Verbindung stehen die Kanäle zur Regelung und Absperrung des Zuflusses; sie haben am oberen Ende eine Staumauer mit Schützenwehr, am unteren Absperrschieber.

Ferner befindet sich ein Wehr bei Schleuse Nr. 8 am Erie-See, um an diesem Teil den erforderlichen Wasserzufluß zu vermitteln und zwischen den Schleusen Nr. 7 u. 8 einen gleichmäßigen Wasserstand zu gewährleisten. Ebenso regelt ein Wehr bei Schleuse Nr. 7 den Abfluß nach Schleuse Nr. 6; ein weiteres bei dem Sparbecken für diese ermöglicht den Abfluß überschüssiger Wassermengen nach demjenigen für Schleuse Nr. 3 und dem Bereich unterhalb der Schleusentreppe. Das Überschußwasser

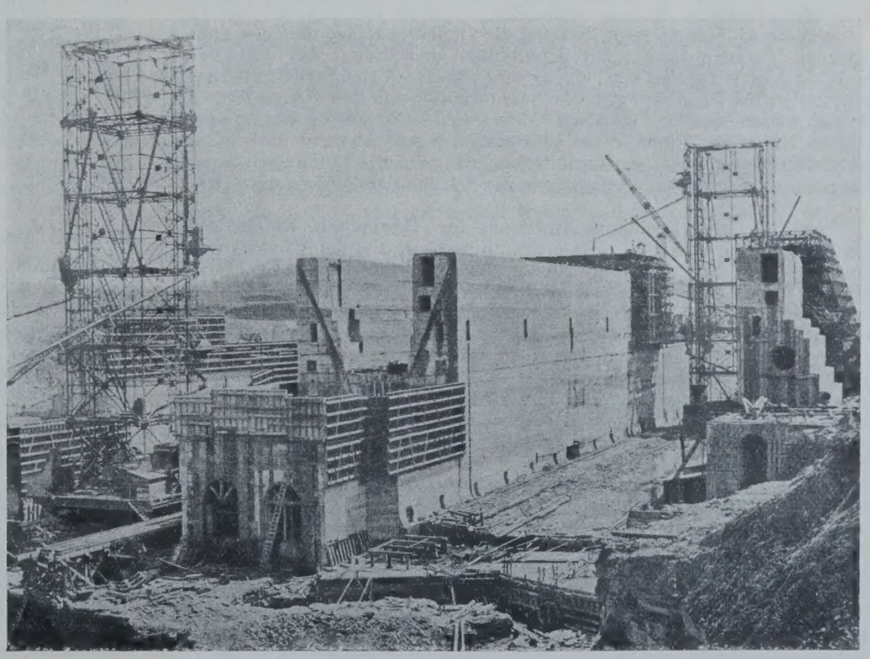


Abb. 5. Bauaufnahme der Zwillingsschleuse Nr. 6.

aus dem Sparbecken Nr. 3 erreicht den Kanal unterhalb der Schleuse und gelangt durch ihn in das Becken Nr. 2; die Abflußanlagen der anderen Sparweiher sind ähnlich.

Beachtenswert sind ferner die Eisenbeton-Senkkasten für die Gründung des Wellenbrechers bei Port Colborne. Die Einfahrt zu diesem Hafen besteht in einem 150 m breiten Kanal, der bisher auf beiden Seiten durch Hafendämme geschützt war, zu denen der vorerwähnte neu hinzukommt. Auch für ihn fand sich als Baugrund fester Felsboden. Die Zellen der Senkkasten sind mit Geröll und Steinschlag gefüllt; sie sind 33 m lang, 45 m breit und haben eine zwischen 4,85 und 9,40 m wechselnde Höhe und dienen als Unterbau für eine massive Stampfbetonmauer von 3,30 m Höhe, die an einer Seite im oberen Teil abgeschrägt, an der anderen abgetreppt ist. Besonders bemerkenswert ist, daß diese Senkkasten nicht etwa in der Nähe der Baustelle, sondern 40 km weit davon bei Port Maitland hergestellt und an den Verwendungsort geschleppt wurden. Ganz ähnlich, wenn auch mit etwas kleineren Maßen, sind die 46 Senkkasten für die Wellenbrecher bei Port Weller am Ontario-See: Sie wurden in der Nähe des Baues auf hölzernen Pontons betoniert, diese nach Vollendung eines Senkkastens versenkt, worauf der letztere ins Schwimmen geriet und an Ort und Stelle geschleppt, abgesenkt und mit Geröll gefüllt wurde.

Die Gesamtkosten des Welland-Kanals einschließlich der besprochenen Schleusen-, Wehr- und Molenbauten sowie einschließlich 22 meist beweglicher Straßen- und Eisenbahnbrücken belaufen sich auf über 60 Mill. Dollar; zu leisten dürften im ganzen sein etwa 31 411 000 m³ Erdbewegung, 5 852 000 m³ Felsarbeiten und 2 301 600 m³ Beton; von diesen Massen ist bisher mehr als die Hälfte verbaut. Ki.

Eine Automobil-Gußbetonanlage hat nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 22. April 1926 die rechtzeitige Ausführung der Betonierungsarbeiten für den Abfluß-Sammelkanal bei Kansas City, Mo. ermöglicht. Die nahe Regenzeit machte es notwendig, zur Vermeidung empfindlicher Störungen des Baubetriebes auf der ganzen Länge des neuen Kanals zunächst Sockel, Sohle und den unteren Teil der Wandung fertigzustellen und erst dann im Trockenen mit dem Betonieren der Wölbung zu beginnen.

Wie die Abbildung zeigt, bestand die Gußbetonanlage dort aus einem einfachen eisernen Gerüst mit Schüttkübel und Rinne, das auf einem Ford-Lastwagen montiert war; dieser fuhr von der in geeigneter Entfernung aufgestellten Mischanlage auf der bereits fertiggestellten Kanalsohle zur Betonierungsstelle, die jedesmal geförderte Betonmenge betrug etwa 0,4 m³. Kübel und Rinne waren auf dem Turm gelenkig und nach beiden Seiten drehbar gelagert, der Turm ist so hoch, daß der Beton nach beiden Seiten der unteren Kanalwandungen in die Schalung abfließen kann. Ki.

Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken. Zu dem im Preisausschreiben [1]) festgesetzten Termin am 1. April 1926 sind insgesamt acht Apparate eingegangen. Daneben wurden noch Entwürfe und theoretische Abhandlungen zur Lösung der in Frage stehenden Aufgabe vorgelegt, die aber beim Wettbewerb ausscheiden. Von den acht Apparaten sind drei als reine Spannungsmesser, drei als reine Schwingungsmesser und zwei als vereinigte Spannungs- und Schwingungsmesser anzusehen. Die gewählten Arbeitsweisen der Apparate sind sehr verschieden, sie wirken teils mechanisch, teils photometrisch und teils elektrisch.

Das Preisgericht ist zusammengetreten und hat alle acht Apparate als wettbewerbfähig bezeichnet und den für die eingehende Prüfung einzuschlagenden Weg festgelegt. Die Erfüllung der nach dem Preisausschreiben verlangten Anforderungen läßt sich nur zum kleinen Teil durch einfache Besichtigung feststellen. Die Nachprüfung der meisten Bedingungen erfordert eingehende, zum Teil schwierige Messungen. Hierzu gehören vor allem die Feststellungen über die Verzerrungsfreiheit der Aufzeichnungen, über die Lage der Eigenschwingungszahlen, über die Übersetzungsverhältnisse und über die Größe der Dämpfungen. Zur Durchführung dieser Messungen hat sich das Preisgericht mit Zustimmung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die Mitarbeit eines auf diesem Gebiete anerkannten Fachmanns (Prof. Dr.-Ing. Hort) gesichert. Nach den Angaben von Prof. Dr.-Ing. Hort ist nunmehr eine für diese neuartigen und schwierigen Prüfungen geeignete Einrichtung nach Art eines Schütteltisches geschaffen worden, dessen Bewegungen photometrisch sozusagen unverzerrt aufgezeichnet werden können. Die dem Schütteltisch durch Elektromotor und Kurbelgetriebe aufgezwungenen Bewegungen erreichen dabei die im Preisausschreiben vorgesehenen Frequenzen. Der Schütteltisch mußte so gebaut werden, daß sämtliche eingegangenen, sehr verschiedenartig zu lagernden Apparate auf ihm aufgestellt, befestigt und in Schwingungen versetzt werden können. Die Prüfung am Schütteltisch kann anfangs Juli beginnen, so daß die dynamische Nachprüfung der Apparate etwa bis Ende August durchgeführt sein kann. (Die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Dresden hat in dankenswerter Weise die hierzu erforderlichen Versuchsräume und das etwa erforderliche Hilfspersonal zur Verfügung gestellt.)

Nach Beendigung der dynamischen Nachprüfung der Apparate muß noch durch praktische Versuche erprobt werden, wie sich die Apparate im Gebrauch an verschiedenen Brücken handhaben lassen. Hierzu soll eine schweizerische Brücke in der Nähe von Spiez herangezogen werden, die von den Schweizerischen Bundesbahnen schon wiederholt als Versuchsbrücke verwendet wurde und deren Verhalten daher von früheren Messungen her hinreichend bekannt ist. Die Schlußprüfungen sollen alsdann an einer Brücke der Güterumgehungsbahn bei Oranienburg stattfinden, so daß bis zum Ende dieses Jahres mit der endgültigen Beurteilung gerechnet werden kann.

Die Apparate werden alsdann, bevor sie den Bewerbern wieder zugestellt werden, zu noch bekanntzugebender Zeit im Eisenbahn-Zentralamt ausgestellt werden.

Berlin, den 28. Juni 1926.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Eisenbahn-Zentralamt Bautechnische Abteilung
gez. Dr.-Ing. Kommerell.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 51, S. 581; auch 1925, Heft 23 u. 51.

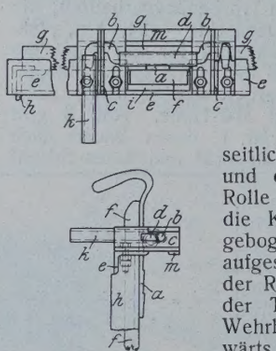
Druckfehler-Berichtigung. In dem Aufsatze von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ottmann „Schiffahrtstraße Basel—Straßburg“ in der Bautechnik 1926, Heft 29, ist auf S. 433, Abs. 2, Zeile 4 v. o. das größte Stromgefälle versehentlich zu 1 : 1600 angegeben. Es muß statt dessen heißen 1 : **1300**.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Einrichtung zum Abdichten von Schütztafeln und zu ihrem Feststellen in beliebiger Höhe (Kl. 84a, Nr. 424 533 vom 3. 2. 1924 von Paul Nattkämper in Pillkallen, Ostpr.). Um Schütztafeln abzudichten und in beliebiger Höhe festzustellen, wird die mit Zahnleiste *a* versehene Schützstange *f* zwischen dem Wehrholm *e* und der an ihm gelagerten Rolle *d* hindurchgeführt. Die Schütztafel *g* wirkt als Keil zwischen zwei seitlichen Widerlagern, nämlich den Ständern *h* und der außermittig gelagerten Keilstange *b* mit Rolle *d*. Die Zahnleiste stellt das Schütz durch die Keilwirkung der Zähne fest. Auf das umgebogene Ende der Keilstange wird ein Schlüssel *k* aufgesetzt; durch Abdrehen der Keilstange *b* und der Rolle *d* von der Keilleiste wird die Einkeilung der Tafel beseitigt. Durch den Ausschnitt *i* im Wehrholm kann die Tafel etwas vor- und rückwärts bewegt worden.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Jacoby von Rendsburg nach Kiel (zur Erledigung eines Sonderauftrags), Daneel von Hamm an das Wasserbauamt in Labiau, Anderson von Köpenick nach Rendsburg als Vorstand des Wasserbauamts daselbst; — der Regierungsbaumeister (W.) Keil von Emden an das Wasserbauamt in Hamm i. Westf.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Veit Leicht, Rudolf Schau (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Württemberg. Der Regierungsbaurat Bank bei der Neckarbaudirektion Stuttgart ist zum Oberregierungsbaurat ernannt worden.

INHALT: Tunnelumbau in quellendem Gebirge. — Die Wasserwirtschaft Siziliens und seine Wasserkräfte. — Der Dammbruch des Maasdeiches bei Nederasselt (Holland). — Einfluß der Fliehkräfte auf statisch unbestimmte Eisenbahnbrücken. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Vom englischen und amerikanischen Eisenbahnsignalwesen. — Neueste Betonmischmaschine. — Welland-Schiffahrt-Kanal. — Eine Automobil-Gußbetonanlage. — Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers. — Druckfehler-Berichtigung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 16. Juli 1926. Heft 31

Die Instandsetzung der Staatsstraßen in Bayern, Baden und Sachsen nach den amtlichen Berichten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **E. Neumann,** ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Vor welche schwierigen Aufgaben sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht der deutsche Straßenbau in der Gegenwart gestellt ist, erkennt man an den ausführlichen Denkschriften, die gegenwärtig von den straßenunterhaltungspflichtigen Staaten verfaßt worden sind, in denen sie die Richtlinien für den Wiederaufbau ihrer Straßennetze behandeln und die Vorschläge für die finanzielle Lösung begründen. Es liegen solche Denkschriften der Staaten Baden, Sachsen[1]) und Bayern[2]) vor. Das Gesamtstraßennetz in den drei Ländern beträgt:

Land	Fläche km²	Länge des Straßennetzes km	km auf 100 km²
Bayern	76 000	6750	8,9
Baden	15 000	3043	20,3
Sachsen . . .	15 000	3547	23,6

Diese Denkschriften geben zuerst näher an, warum das Straßennetz so stark in Verfall geraten ist. Da ist es bemerkenswert, daß Baden und Sachsen übereinstimmend erklären, daß bereits vor dem Kriege aus Mangel an den nötigen Mitteln die technisch erforderliche Instandsetzung der Straßen unterblieben ist. Sachsen gibt z. B. an, daß bei einem Straßennetz von 3547 km Länge, von dem größere Strecken mit hochwertigen Decken versehen sind, schon in den Jahren 1902 bis 1914 444 000 m³ Schotter weniger geschüttet worden sind als in der gleichen Zeitspanne vor 1902. Der gerade nach 1902 einsetzende verstärkte Verkehr fand also bereits erheblich geschwächte Decken vor. Durch die begreifliche Unterlassung der Unterhaltung während des Krieges, die dadurch zum Ausdruck kommt, daß in Sachsen von 1915 bis 1923 weitere 657 500 m³ Schotter den Straßen vorenthalten worden sind und in Baden auf 3043 km Länge der Gesamtausfall von 1914 bis 1923 514 000 m³ betragen hat, sind die Straßen in einen solchen Zustand geraten, daß nur noch mit ganz großen Mitteln wieder Ordnung in die Straßen gebracht werden kann.

In Bayern hat bei allerdings geringerem Verkehr in den letzten Jahren vor dem Kriege die Instandhaltung gerade noch der Verkehrsinanspruchnahme entsprochen; während des Krieges ist kaum etwas geschehen, und nach der Umwälzung haben die Sachleistungen gerade noch 60 bis 70 % derjenigen vor dem Kriege entsprochen.

Diese Vernachlässigung hat ernste Folgen gehabt. Aus ihnen mögen alle diejenigen straßenunterhaltungspflichtigen Verbände — ich denke hierbei vor allem an die Städte, die bisher noch von ihrem guten Vorkriegsstraßenbau gezehrt haben und sich in falscher Sparsamkeit noch nicht zu durchgreifenden Maßnahmen haben entschließen können — eine Lehre nehmen. In vielen Städten ist der Wendepunkt überschritten; je länger sie die Erneuerung ihres Straßennetzes hinausschieben, desto drückender werden die Lasten werden, die ihnen aus verspäteten Maßnahmen erwachsen. Dafür sind die zuvor erwähnten Berichte deutliche Warner.

Die Berichte befassen sich auch mit den Feststellungen über die Zunahme des Verkehrs. Die tonnenkilometrische Leistung, die heute als der sicherste Maßstab für die Verkehrsgröße angenommen werden muß, ist in Sachsen nicht so sehr gestiegen. Sie wird 1924/25 auf 485 Mill. tkm berechnet, gegen 490 Millionen im Jahre 1904. Aus der Änderung, die der Verkehr selbst angenommen hat, Gewicht der Fahrzeuge, bis zum 4fachen des früheren Gewichtes, Zunahme der Geschwindigkeit um das 5fache, wird im Durchschnitt eine mindestens 6fache höhere Beanspruchung der Straßen gegen 1909 gefolgert. Wo Kraftomnibus und Güterverkehrslinien eingerichtet sind, wird die ungünstige Wirkung wegen der Regelmäßigkeit der Beanspruchung erheblich größer anzusetzen sein. Baden nimmt an, daß der Verkehrswert hinsichtlich der Abnutzung von 1914 bis 1921 auf das $2^1/_2$fache gestiegen ist.

Bayern berechnet die Verkehrszunahme lediglich nach der Zunahme des Kraftwagenbestandes. Es ist fraglich, ob dieser Maßstab allein genügt, um den Verkehr richtig einzuschätzen, da Bayern doch mindestens für Personenverkehr Durchgangsland ist. Die tkm-Leistung in Bayern soll noch besonders veröffentlicht werden. Die Verkehrszunahme wird auf das 17fache der früheren im Durchschnitt für das ganze Land angegeben.

Im Endergebnis kommen alle drei Berichte zu den gleichen Feststellungen bezüglich der Ursachen der erhöhten Inanspruchnahme, sie sind ja auch schon genügend erörtert.

Es sollen nun die Maßnahmen besprochen werden, die von den einzelnen Straßenunterhaltungspflichtigen für die Erneuerung ihrer Straßen beabsichtigt sind. Wir haben hier zwei gesonderte Maßnahmen zu unterscheiden, die technischen und die finanziellen.

Bei der Behandlung des technischen Teiles können die einzelnen Berichte bereits auf den früheren Erfahrungen in den einzelnen Ländern und auf Versuchen, die sie schon vor dem Kriege eingeleitet haben, fußen. Im wesentlichen unterscheiden sie zwei Arten für die Verbesserungen, nämlich: Decken mit Oberflächenbehandlung und hochwertige Decken (Bayern unterscheidet mittelschwere und schwere Bauweise). Auf jeden Fall ist die im sächsischen Bericht angeführte Äußerung — Schotterdecken ohne Oberflächenbehandlung sind nicht mehr wirtschaftlich — zu unterstreichen. Sachsen mit seiner dichten Besiedlung und starken Industrialisierung und seinem demnach starken Lastwagenverkehr wird überhaupt die reine Schotterdecke wohl aus seinem Staatsstraßennetz verbannen müssen. Baden und Bayern mit ihren noch vielfach rein ländlichen Bezirken können auf geringeren Strecken die Walzdecke durchhalten; Baden will überhaupt nur die durch starken Verkehr in Anspruch genommenen Hauptstrecken, im ganzen 500 km, pflastern, 2100 km sollen künftig mit der Dampfwalze eingedeckt und 400 km minder wichtige Straßen flickweise behandelt werden. Oberflächenbehandlung sollen jährlich 150 km in Form von Oberflächenteerungen vorwiegend in und in der Nähe von Ortschaften erhalten. Der Umbau unübersichtlicher Strecken, Umgehung von Ortschaften, Geradelegen und Abflachen von Kurven wird sich in längerem Zeitraum auf 130 km erstrecken.

In Bayern sollen 821 km (12,2 %) nach wie vor im Flicksystem unterhalten werden, 5031 km (74,5 %) werden Deckwalzung mit Oberflächenbehandlung erhalten, 418 km (6,2 %) erfordern eine mittelschwere und 479 km (7,1 %) eine schwere Bauweise.

Im Freistaat Sachsen sind gegenwärtig schon 348 km mit hochwertigen Decken versehen. Es sind aber 1200 km in Aussicht genommen. 2347 km werden mit Bitumen behandelt werden. Verkehrsgefährliche Straßenstrecken sollen im Laufe der Zeit umgebaut werden.

Bevor auf die finanziellen Auswirkungen dieser Straßenausbaupläne eingegangen wird, soll auf die Wirtschaftlichkeitsberechnungen der verschiedenen Straßendecken, die in allen drei Berichten behandelt werden, eingegangen werden. Baden kommt zu dem Ergebnis, daß unter Berücksichtigung der jährlichen Rücklage für die Tilgung des Baustoffbedarfes, der Hilfsarbeit und des Arbeitslohnes bei den gegenwärtigen Preisen und hohen Zinsen die wassergebundene Walzschotterdecke selbst bei nur einjähriger Lebensdauer die billigste Unterhaltungsweise der Fahrbahn ist. Aber durch die vom ersten Tage an einsetzende Unterhaltung erleidet der Verkehr solche Störungen, daß man aus allgemeinen Gründen auf Straßen mit lebhaftem Verkehr sie durch Pflasterung ersetzen muß. Auf die Vorteile, den der Verkehr hierdurch hat, soll später eingegangen werden.

Der bayerische Bericht gibt eine sehr eingehende Untersuchung über die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Bauweisen. Sie ist nach drei Gesichtspunkten aufgestellt:

I. Es ist keine Verzinsung der Erstanlage vorgesehen, auch die Wiederherstellungskosten werden nicht verzinslich angelegt, sondern nur in Jahresraten S_1 zurückgelegt gedacht.

$$S_1 = \frac{W}{Z}$$

wenn W die Kosten der Wiederherstellung und Z die Lebensdauer ist.

II. Es ist eine verzinsliche Anlage der Rücklage mit 8 %,

III. eine Verzinsung der Neuanlage und verzinsliche Anlage der Rücklage angenommen, d. h. es wird ein Betrag, der die Verzinsung des Anlagekapitals und einen jährlichen Beitrag, der mit Zinseszins in einer

[1]) Sachsen, Denkschrift über die einmalige Instandsetzung der Staatsstraßen durch Herstellung hochwertiger Decklagen.

[2]) Die bayerischen Staatsstraßen. Die Ursachen ihres jetzigen schlechten Zustandes und die notwendigen Maßnahmen zu ihrer Verbesserung.

bestimmten Frist die Mittel für eine Wiederherstellung ergibt, errechnet und hierzu die jährlichen Unterhaltungskosten zugeschlagen. Die letzte Berechnungsweise erscheint mir die allein richtige für solche Wirtschaftlichkeitsberechnungen. Es ist sehr schwer, die richtige Grundlage für solche Vergleichsrechnung — und darauf kommt es ja an — zu finden, um so mehr, als man besonders bezüglich der Lebensdauer Annahmen machen muß. Aber das vielfach geübte Verfahren, die für eine bestimmte Zeitdauer aufgelaufenen Kosten zu vergleichen, erscheint mir nicht zweckmäßig, weil diese Zeitdauer nicht in Beziehungen zu dem Lebensalter der einzelnen Straßendecken gebracht werden kann und selten Gründe dafür angegeben werden können, warum man eine bestimmte Frist annimmt. Man wird mit demselben Recht 40 wie 100 Jahre ansetzen können, dann aber sehr verschiedene Ergebnisse erhalten. Der Vorteil dieser Berechnungsweise liegt höchstens darin, daß man die Anlagekosten mit berücksichtigen kann, und zwar in ihrer vollen Höhe. Bei dem Berechnungsverfahren, das die jährlich aufzuwendenden Kosten dem Vergleich der Wirtschaftlichkeit zugrunde legt, wird der Einfluß der Anlagekosten durch die Verzinsung berücksichtigt. Wenn auch die Mittel für solche Straßen nur ausnahmsweise aus Anleihen, sonst meistens aus dem ordentlichen Haushalt genommen werden, eine Verzinsung also nicht vorgenommen zu werden braucht, so muß doch die Verzinsung des Anlagekapitals in der Berechnung mit erscheinen, weil es nur so möglich ist, die vielfach großen Unterschiede in den Anlagekosten ausreichend zu berücksichtigen und sich vor Trugschlüssen zu bewahren. Praktisch werden ja auch bei Verwaltungen keine Rücklagen gemacht, sondern es werden neben den Unterhaltungsarbeiten jährlich Wiederherstellungen in entsprechendem Umfange vorgenommen. Die für Wiederherstellungen auf begrenzten Strecken aufgewandten Mittel entsprechen dann etwa dem Werte der Rücklagen, so daß man damit den tatsächlichen Verhältnissen recht nahe kommt. Der bayerische Bericht gibt nun für die zuvor genannten Berechnungsverfahren Tafeln und zeichnerische Darstellungen, von denen eine Auswahl hier wiedergegeben werden soll.

Übersicht über die Kosten und Wirtschaftlichkeit verschiedener Straßenbauweisen.

Bauweise	Herstellungskosten (N) R.-M./m²	Jährliche Unterhaltungskosten (U) R.-M./m²	Lebensdauer (Z) in Jahren	Jahresaufwand (S) für Verzinsung (8%) der Herstellungskosten (N) und für Rücklage der Erneuerungskosten innerhalb der Lebensdauer (Z)*) R.-M./m²
A. Makadamstraßen.				
1. Wassergebundene Kalksteindecke (8 cm stark gewalzt)	2,55	0,15	3	0,99
			5	0,64
2. Wassergebundene Basaltdecke (8 cm stark gewalzt)	3,10	0,15	3	1,20
			5	0,78
3. Kalksteindecke mit Oberflächenteerung	3,10	0,35	2	1,70
			5	0,78
			8	0,54
4. Basaltdecke mit Oberflächenteerung	3,65	0,35	2	2,00
			5	0,91
			10	0,54
5. Basaltdecke mit Spramex oder Colas	4,20	0,43	2	2,30
			5	1,05
			10	0,62
6. Basaltdecke mit Teppichbelag. Nachbehandlung etwa alle $1^1/_2$ Jahre erforderlich	6,40	0,30	12	0,92
B. Silikatstraßen.				
1. Verwendung von flüssigem Wasserglas. Nachbehandlung mit Oberflächenteerung etwa alle $1^1/_2$ Jahre vorzusehen	3,10	0,30	5	0,78
2. Verwendung von Wasserglaspulver (Betonal), Nachbehandlung wie vor . . .	3,50	0,30	5	0,89
C. Teerstraßen.				
1. Teermakadam - Warmeinbau in zwei Schichten (9 cm starke Decke), Nachteerung durchschnittlich alle $1^1/_4$ Jahre erforderlich	10,15	0,35	12	1,35
			16	1,14
			20	1,03
2. Teermakadam-Kalteinbau in vier Schichten (9 cm starke Decke), alljährliche Nachteerung erforderlich . . .	10,15	0,35	16	1,14
D. Asphaltstraßen.				
1. Steinschlagasphalt (8 cm starke Decke), auf Kiesmakadamdecke, Nachspramexierung durchschnittlich alle zwei Jahre erforderlich	14,95	0,35	20	1,48
2. Topeka ohne Binder (6 cm stark)	16,25	0,17	15	1,80
3. Topeka (3,5 cm stark), mit Binder (4 cm stark) . . .	18,75	0,17	20	1,87
4. Sandasphalt (4 cm stark), auf Binder (4 cm stark) . .	20,36	0,17	20	2,05
E. Betonstraßen.				
1. Betondecke 15 bis 18 cm stark in zwei Schichten, 10 cm stark (Mischung 1 : 2,5 : 5), 5 cm stark (Mischung 1 : 1,5 : 2,5), mit Wasserglasanstrich . .	13,07	0,25	15	1,50
2. Soliditbetondecke in zwei Schichten (untere mindestens 4 cm stark, obere 6,5 cm stark, Mischung 1 : 8), mit Wasserglasanstrich	12,00	0,12	15	1,38
F. Pflasterstraßen.				
1. Kleinsteinpflaster aus Granit 8 · 10 cm, segmentbogenförmig gepflastert	16,80	0,10	30	1,47
			40	1,40
			50	1,37
2. Großpflaster aus Kupferschlackesteinen 16 · 16 · 13 cm	21,10	0,06	40	1,76
3. Großpflaster aus Granit . .	24,00	0,04	50	1,96

*) $S_{III} = N \cdot \frac{8}{100} + \frac{W \cdot \frac{8}{100}}{\left(1 + \frac{8}{100}\right)^{Z-1}}$.

Im übrigen bestätigt der bayerische Bericht die badische Auffassung über die Wirtschaftlichkeit der Walzdecke. Für die Berechnungsweise nach Verfahren II ergibt sich beispielsweise, daß eine Basaltdecke mit Teppichbelag bei 7 Jahren und eine Kleinpflasterdecke erst bei 22 Jahren Lebensdauer wirtschaftlich werden, wenn eine Basaltdecke nur $3^1/_2$ Jahre hält. Großpflaster, Topeka und Sandasphalt stehen in Güte, Lebensdauer und Preis am höchsten; nur bei allerschwerstem Verkehr, wo die angenommene Lebensdauer der üblichen leichteren Bauweise erheblich unterschritten wird, einem Verkehr, wie er auf Landstraßen nur ganz selten vorkommt, sind sie gerechtfertigt.

Bemerkenswert ist die hier wiedergegebene Darstellung (Abb. 1) zur Wirtschaftlichkeit von

a) Basaltdecken (B)
b) Teermakadamdecken (T)
c) Kleinpflasterdecken (K)

für wechselnde Höhe des Zinsfußes.

Aus den Schnittpunkten der einzelnen Kurven ergibt sich ohne weiteres der Zinsfuß, der gegeben sein muß, wenn die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Bauweisen einander gleich ist. Z. B. bei $n = 8\,\%$ ist

K 50 gleich wirtschaftlich wie B $3^4/_5$
K 30 „ „ „ B $3^1/_2$
T 20 „ „ „ B $4^1/_2$
T 16 „ „ „ K 40
T 12 „ „ „ B $3^1/_{22}$.

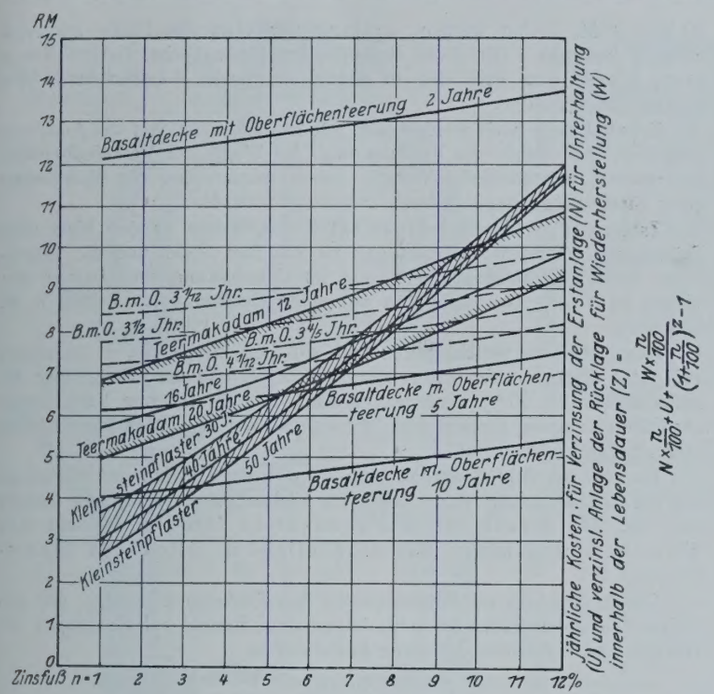


Abb. 1. Zeichnerische Darstellung der Wirtschaftlichkeit von
a) Basaltdecken mit Oberflächenteerung;
b) Teermakadamdecken;
c) Kleinpflasterdecken für wechselnde Höhe des Zinsfußes.

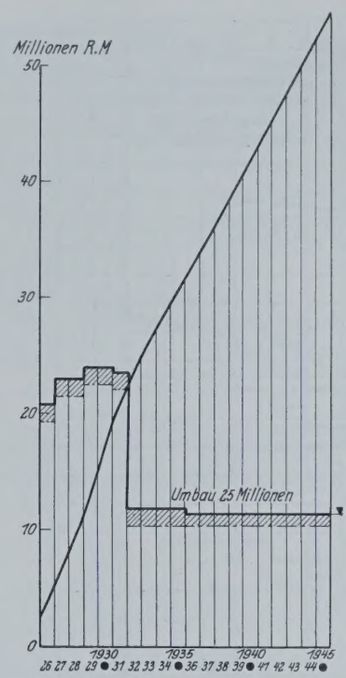


Abb. 2. Gesamtaufwand für Unterhaltung und Instandsetzung sowie Verbesserungen und Umbauten: 299,04 Mill. R.-M.

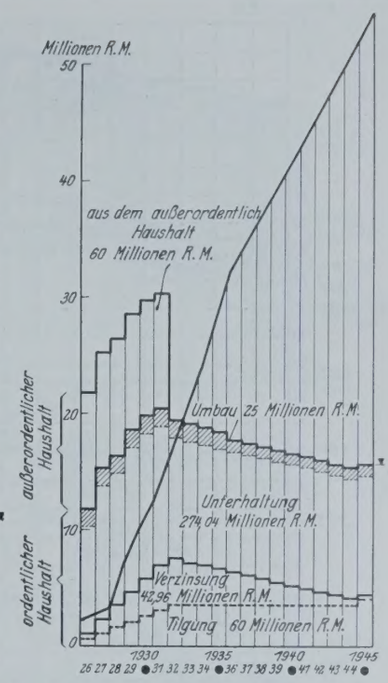


Abb. 3. Gesamtaufwand für Unterhaltung und Instandsetzung sowie Verbesserungen und Umbauten: 342,0 Mill. R.-M.

Auch der bayerische Bericht bestätigt damit, worauf schon mehrfach hingewiesen ist (Baudirektor Dr.-Ing. Maier, Techn. Gemeindeblatt 1925), daß die Wirtschaftlichkeit der teuren Bauweisen nur bei niedrigen Zinssätzen gegeben ist. Daher kommt denn auch der bayerische Bericht zu folgender Schlußfolgerung:

„Schwere Bauweisen" in Beton, Pflaster, Bitumen, Teer von mehr als 7,3 R.-M./m² sind nur dort anzuwenden, wo die Verkehrsverhältnisse dies unbedingt erfordern, d. i. vor allem bei den sogenannten Ausfallstraßen in der Umgebung größerer Städte und Industrieorte, wo ein durchschnittlicher täglicher Verkehr von über 800 bis 1000 Fuhrwerken und Kraftfahrzeugen besteht. Im Anschluß daran wird man zur sogenannten mittelschweren Bauweise, z. B. Makadamdecken mit Teppichbelägen in Bitumen, Teer usw., schreiten. Die untere Verkehrsgrenze für die Verwendung mittelschwerer Bauweisen scheint bei etwa 400 bis 500 Fahrzeugen zu liegen. Beiläufig sei hier bemerkt, daß man auch in den Vereinigten Staaten erst daran geht, die Straßendecke zu verbessern, d. h. die vielen Kies-, Lehm- und Makadamwege mit haltbareren Decken zu versehen, wenn der Verkehr 500 Wagen f. d. Tag überschreitet.

Für die endgültige Wahl der Bauweisen werden dann noch folgende Gesichtspunkte, die zum Teil auch im badischen Bericht angeführt sind, geltend gemacht; Steigungen, in denen nur rauhere Pflasterungen verwendet werden können; volkswirtschaftliche Rücksichten: Wahl von Bauweisen, bei denen möglichst einheimische Baustoffe verwendet werden und möglichst hohe Summen für Löhne, weniger also für Maschinenarbeit aufgewendet werden. Dies gilt nur, solange gegenüber anderen Befestigungsarten keine übermäßige Verteuerung eintritt. Ferner: kurze Bauzeiten zur Vermeidung längerer Verkehrsstörungen. Diese Rücksicht wird vielfach mit der zuvor genannten im Widerspruch stehen.

Der sächsische Bericht geht von der Annahme aus, daß bei einem Verkehr von mehr als 500 t täglich die widerstandsfähigste und wirtschaftlichste Decke Kleinpflaster ist. Die Asphaltdecken sind nach Ansicht des Berichtes dem Kleinpflaster ebenbürtig und unter gewissen Bedingungen sogar überlegen. Anderseits wird erwartet, daß durch regelmäßige Behandlung der Oberfläche mit Bitumen, wobei Kaltasphalt den meisten Erfolg verspricht, ein Teil der stark befahrenen Straßen auf längere Zeit erhalten werden kann, bis eine neue Befestigung möglich ist. Straßen mit mittlerem Verkehr erhalten nur Oberflächenbehandlung.

Im großen ganzen beabsichtigen also alle drei Staaten nach dem gleichen Verfahren, indem die Art der Befestigung nach dem Verkehr abgestuft wird, ihr Straßennetz wieder aufzubauen.

Wie wirken sich nun diese Maßnahmen geldlich aus?! Man kann aus allen drei Berichten den Eindruck gewinnen, daß das ganze Straßenproblem ebensosehr eine technische wie eine wirtschaftliche, in der Hauptsache eine finanzielle Frage ist. Es handelt sich dabei um eine grundsätzliche Entscheidung; sollen die Aufwendungen aus den laufenden Mitteln genommen, also in vollem Umfange durch Steuern gedeckt werden, oder soll man auch die Zukunft durch Aufnahme langfristiger Anleihen damit belasten? Baden und Sachsen halten den zweiten Weg für gangbar, Bayern lehnt ihn ab. Baden will die Kosten, soweit es sich um regelmäßig wiederkehrende Arbeiten handelt, aus dem ordentlichen, die einmalige Herstellung aus dem außerordentlichen Haushalt entnehmen. Für die letzteren Ausgaben werden nach Abzug des von den Gemeinden zu tragenden Viertels 49 155 000 R.-M. angesetzt. Man verteidigt die Maßnahme damit, daß der allergrößte Teil des Aufwandes im Lande bleibt und damit ein volkswirtschaftlicher Nutzen geschaffen wird.

Bemerkenswert sind die finanziellen Betrachtungen des sächsischen Berichtes. Es wird nachgewiesen, daß mit einem jährlichen Aufwand von 12 000 000 R.-M. für Unterhaltung und 400 000 R.-M. für den Umbau verkehrsgefährlicher Strecken und Steigungen ein Erfolg nicht zu erzielen ist. Die Unterhaltung bleibt dann wesentlich vor der fortschreitenden Abnutzung zurück, und der Verfall schreitet in beschleunigtem Tempo fort. Die dann eintretende zwangläufige Wiederherstellung würde 1936 beendet sein, die jährlichen Kosten würden aber bis auf 35,32 Mill. R.-M. steigen, was der ordentliche Haushalt nicht tragen kann. Die Gesamtaufwendungen betragen 353,02 Mill. R.-M. Für die Durchführung des technisch erstrebenswerten Zieles, das schon zuvor angedeutet ist, die Straßen in kürzester Frist in Ordnung zu bringen, ist ein zweiter Plan aufgestellt, der in Abb. 2 wiedergegeben ist. Die Instandsetzung ist 1931 beendet. Die Gesamtaufwendungen gehen auf 299,04 Mill. R.-M. zurück, was erklärlich ist, denn die sehr teure Zwischenunterhaltung schlechter Straßen wird wesentlich eingeschränkt. Es gilt hier der Satz: Doppelt gibt, wer schnell gibt. Der jährliche Gesamtaufwand wird aber auch hier zu hoch, als daß er aus dem ordentlichen Haushalt entnommen werden könnte. Um dennoch des Vorteils des schnellen Durchgreifens teilhaftig zu werden, wird der Mittelweg Abb. 3 beschritten, die gewöhnliche Unterhaltung und die laufenden Neubauten aus dem ordentlichen, die Mehrkosten der einmaligen Instandsetzung durch Vorschüsse aus den Mitteln des außerordentlichen Haushaltplanes zu decken. Da diese Mittel mit 5 % getilgt und 8 % verzinst werden müssen (das macht 42,96 Mill. R.-M. aus), entstehen natürlich Mehraufwendungen, dennoch ist dieser Plan um 11 Mill. R.-M. niedriger als der erstgenannte. Es sind 60 Mill. R.-M. Vorschüsse zu nehmen, also etwa so viel, wie im Staate Baden.

Der bayerische Bericht sieht für einen Zeitraum von zehn Jahren für Umbauarbeiten einen jährlichen Betrag von 5 Mill. R.-M. vor. Die Herstellung von Fahrbahndecken in neuzeitlicher Bauweise wird in folgenden Zeitspannen vorgesehen:

I. Neue Walzdecke mit Oberflächenbehandlung 12 Jahre,
II. Alte „ „ „ 8 „
III. Mittelschwere und schwere Decken 15 „

Außerdem wird mit einer jährlichen Unterhaltung von 1500 R.-M./km während der Umstellung gerechnet. Daraus ergibt sich dann das folgende Bild Abb 4.

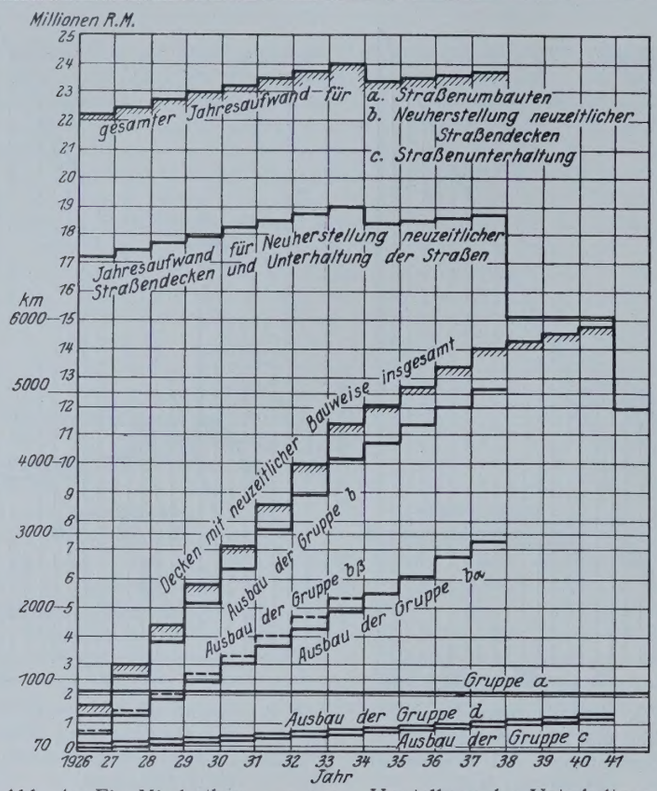


Abb. 4. Ein Mindestbauprogramm. Umstellung des Unterhaltungssystems innerhalb 15 Jahren, Umstellungsfortschritte und jährlicher Kostenaufwand.

Der bayerische Bericht lehnt die Aufnahme einer Anleihe ab, nimmt dafür an, daß dem Lande 10 Mill. R.-M. aus der Kraftfahrzeugsteuer künftig zugewiesen werden. Da aber die notwendigen Bauarbeiten etwa 20 Mill. R.-M. kosten werden, so kann nur etwa die Hälfte zur Ausführung kommen. Ob diese Beschränkung bedenkliche Folgen haben kann, möchte man nach den in Baden und Sachsen herrschenden Anschauungen vermuten.

Erwähnt muß noch werden, daß alle drei Berichte von der Annahme ausgehen, daß durch die Verbesserung der Wege die Verkehrsbetriebe wesentliche, wirtschaftliche Vorteile haben werden und die Mehrkosten guter Straßenfahrbahnen dadurch aufgewogen werden.

Zahlenmäßige Unterlagen gewinnt Baden, indem es den Wert aller Fuhrwerke, Pferde und Kraftwagen zu 370 Mill. R.-M. und die Ersparnisse durch die Straßenverbesserung an Unterhaltung und Betrieb der Wagen zu $1^1/_2$ % berechnet und auf einen Gewinn von 5,7 Mill. R.-M. kommt.

Der sächsische Bericht geht näher auf diese Frage ein, er berechnet auf guten Straßen einen Zeitgewinn von 25 % und eine Steigerung der Ladefähigkeit bis 20 %, wodurch eine ins Gewicht fallende Verbilligung der Gütererzeugung bewirkt wird, die sich aus der bekannten tkm-Leistung zahlenmäßig ermitteln läßt.

Es wird der Schluß daraus gezogen, daß der Gewinn der Wirtschaft aus der Instandsetzung der Straßen ein Vielfaches der Ausgaben beträgt und daß die Straße ein die Produktion förderndes und der Wirtschaft ungeheure Werte schaffendes Glied des Staatskörpers ist.

Die Ersparnisse an Betriebskosten bei Kraftwagen infolge des geringen Fahrwiderstandes wird im bayerischen Bericht auf Grund der bekannten amerikanischen Versuche berechnet zu

Lastwagen mit Vollreifen . . .	450	R.-M. jährlich,
„ „ Luftreifen . . .	675	„ „
Personenwagen	1170	„ „
Großkraftwagen (Omnibus) . .	2400	„ „

Es ist an der Zeit, daß diese Berechnungen einmal aufgemacht worden sind, damit die falsche Auffassung beseitigt wird, als ob Straßen nur Geld kosten, aber nichts einbringen. Nichtsdestoweniger bleibt dem Ingenieur die ernste Aufgabe, die Straßen so gut, aber auch so billig wie möglich zu bauen. In jeder Hinsicht werden diese drei Berichte den Anforderungen gerecht, und man darf sie als wertvolle Zeitdokumente buchen.

Alle Rechte vorbehalten.

Tunnelumbau in quellendem Gebirge.

(Kappelisbergtunnel bei Gaildorf.)

Von Oberbaurat Dr. **Schaechterle**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 30.)

D. Ausführungsentwurf.

Der für den Umbau gewählte neue Tunnelquerschnitt ist aus Abb. 8 zu ersehen. Das halbkreisförmige Tunnelgewölbe mit einem Leibungshalbmesser von 4,57 m erhält 1,03 m Scheitelstärke. Die rd. 1,40 m starken Widerlager aus Beton 1 : 8 mit 2,10 m starken Fundamenten sitzen auf Steinpackungen von 0,30 m Höhe in den nassen Zonen und von 0,60 m Höhe in der Blähstrecke. Hinter den Widerlagern ist über Schwellenhöhe und auf Kämpferhöhe je eine Entwässerungsrinne mit 3 % Längsgefälle angeordnet. Das sich in den Rinnen sammelnde Wasser wird durch 20 cm weite Steinzeugröhren durch die Widerlager hindurch nach Schächten geleitet, die unter den Nischen eingebaut werden.

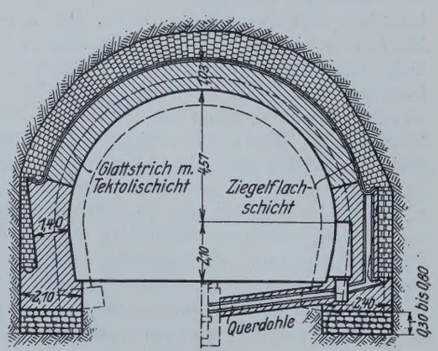


Abb. 8. Ausführungsentwurf.

Von hier aus führen Querdohlen nach den Schächten der bestehenden nördlichen Tunneldohle, deren Verlängerung nach Süden mit dem Fortgang der Arbeiten vorgesehen ist. Die untere Entwässerungsrinne wird durch eine Steinpackung abgedeckt. Das Gewölbe wird — wie schon erwähnt — aus hartgebrannten Klinkern hergestellt und in Zementmörtel gemauert. Der Gewölberücken, die Rinnen und die bergseitigen Fundament- und Kämpferabsätze erhalten einen Glattstrichbezug von 3 cm Stärke. Auf dem Glattstrich des Gewölbes und der oberen Entwässerungsrinnen wird eine Abdichtung aus Tektolith aufgebracht, die ihrerseits wieder durch eine in Zementmörtel zu verlegende Ziegelflachschicht vor Verletzungen geschützt wird. Der Arbeitsraum über dem Gewölbe, der möglichst klein gehalten ist, wird mit Steinen ausgepackt. Die Bruchsteine für die Packungen werden aus dem abgebrochenen Mauerwerk gewonnen.

Gegen die Unterfutterung der Widerlager sind begreiflicherweise auch Bedenken erhoben worden. Der Tunnelrahmen kommt auf eine Art Gleitlager zu stehen, die Relativbewegungen der Bauwerkunterfläche zur Baugrundoberfläche zulassen. Die Gleitlager haben sich wohl gegen den Gebirgsauftrieb praktisch bewährt, begünstigen aber anderseits ein Hereinschieben der Widerlager gegen die Tunnelmitte bei Seitendruck. Für das neue, große Tunnelprofil können Widerlagerbewegungen gefährlich werden, es wird deshalb in den durch Seitenschub gefährdeten Blähstrecken neben einer Verstärkung der Widerlagerkörper durch Vergrößerung der Querschnitte und Eisenbewehrung das Einziehen von Eisenbetonsohlverspannungsrippen nicht zu umgehen sein. Die Rippen müssen dabei schmal und im Querschnitt keilförmig gestaltet werden, so daß ein Aufquellen des Gebirges zwischen den Rippen noch möglich ist und allzugroße Ungleichmäßigkeiten in der Lagerung des Gleises verhindert werden.

Sämtliche Baustoffe — Zement, Sand, Grus, Schotter, Klinker usw. — werden von der Reichsbahnverwaltung beschafft.

E. Vorbereitende Arbeiten vor dem Umbau.

Um für die Tunneleinrüstung den nötigen Raum zu schaffen, mußte das seitlich liegende Hauptgleis in die Tunnelachse geschwenkt werden. Zu diesem Zweck waren die Schächte der beistehenden Tunneldohle um 30 cm abzunehmen und mit Eisenbetonplatten abzudecken. Eine durch den Tunnel führende Signalleitung war vor Beschädigungen zu sichern. Zur Nachprüfung der Ladungen von Güterzügen wurden auf den Vorstationen Gaildorf und Fichtenberg Ladeprofile aufgestellt. An der Baustelle wurde ein Hilfswärterposten mit Fernsprecherverbindung zum Bahnhof Gaildorf eingerichtet. Für die Dauer der Umbauarbeiten wurde eine Ermäßigung der Fahrgeschwindigkeit auf 15 km/Std. vorgeschrieben.

F. Baustelleneinrichtung.

Auf dem bahneigenen Gelände vor dem nördlichen Tunnelportal hatte die Unternehmerfirma Gelegenheit, Unterkunftsräume für die Belegschaft,

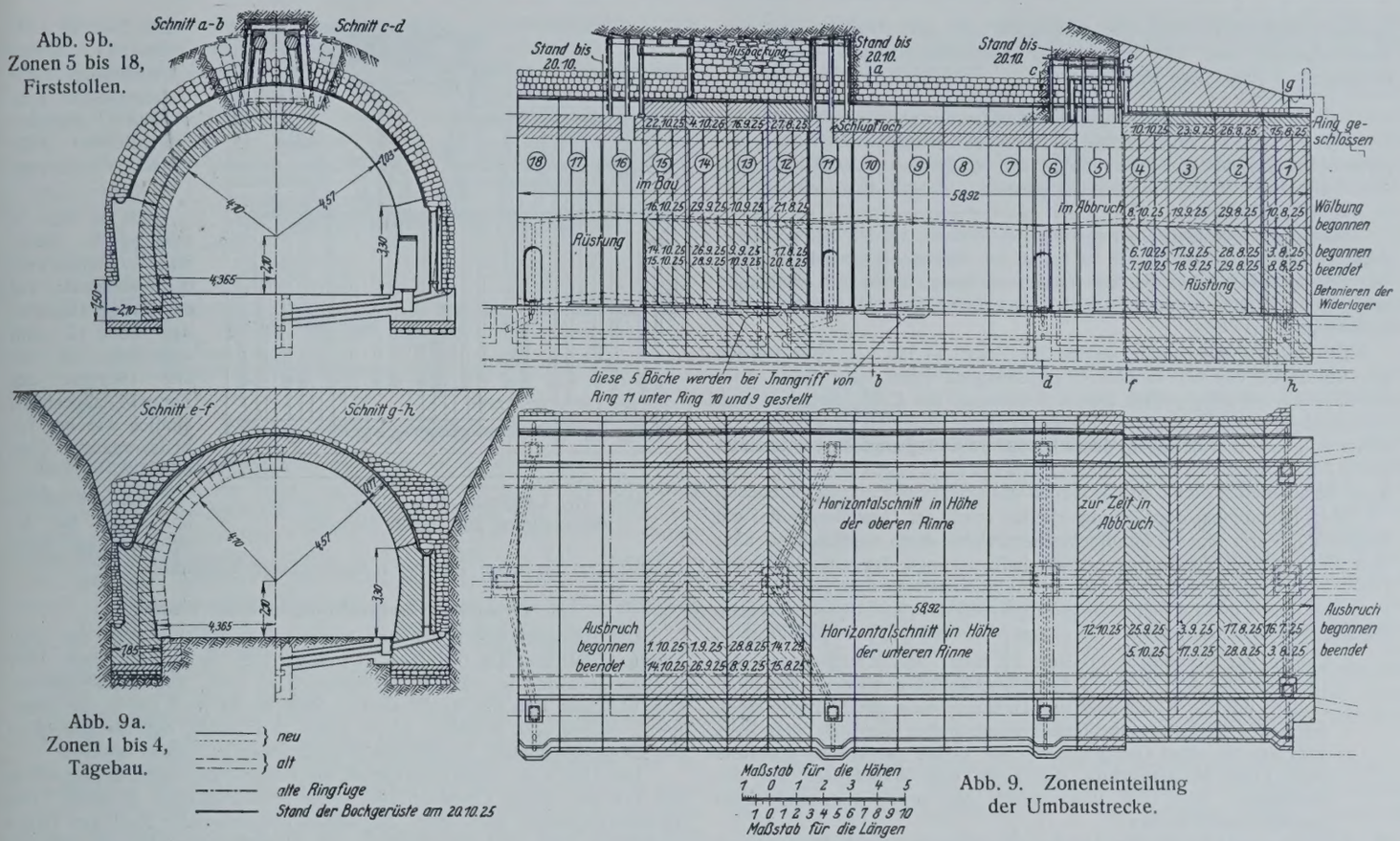


Abb. 9b. Zonen 5 bis 18, Firststollen.

Abb. 9a. Zonen 1 bis 4, Tagebau.

Abb. 9. Zoneneinteilung der Umbaustrecke.

Lagerschuppen für Baumaterialien und Arbeitsräume für Handwerker (Schmiede) zu erstellen. Die Gerüstböcke wurden auf einem ebenfalls dort eingerichteten Zimmerplatz hergestellt. Da Tag- und Nachtbetrieb vorgeschrieben war, mußte eine elektrische Lichtleitung verlegt werden. Das Betriebs- und Mischwasser mußte durch eine etwa 400 m lange Wasserleitung vom Südende des Tunnels zugeleitet werden. Zur Betonbereitung wurde eine moderne Betonmischmaschine beschafft. Die Baustoffe wurden auf einem dem Tunnel zugekehrten und vom Bahnhof

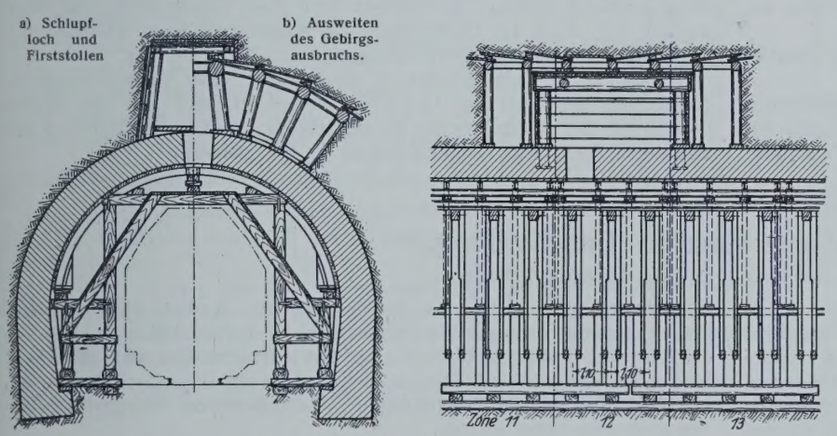


Abb. 10. Einrüstung.

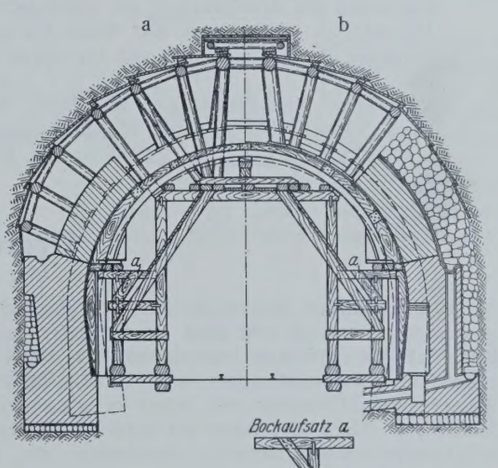


Abb. 12. Lehrgerüst für das neue Gewölbe.

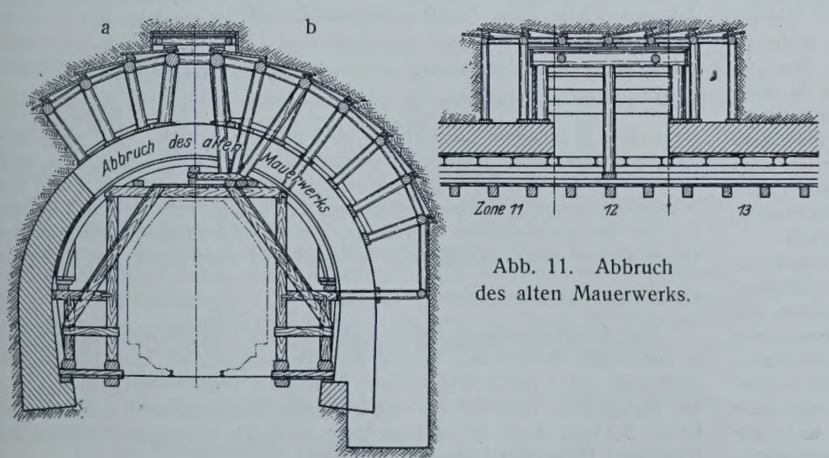


Abb. 11. Abbruch des alten Mauerwerks.

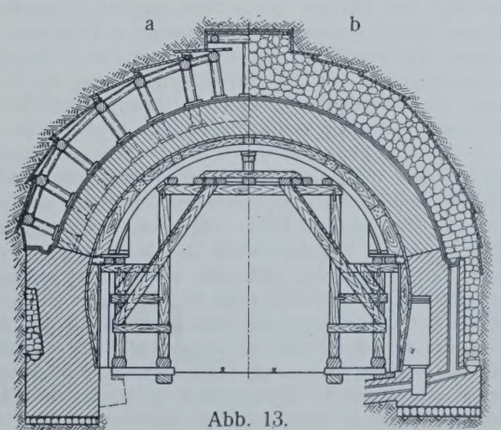


Abb. 13.

Gaildorf bedienten Stumpfgleis bereitgestellt. Die Zufuhr zur Verwendungsstelle und die Abfuhr der Abbruchmaterialien mußte auf Rollwagen in Zugpausen stattfinden.

G. Bauvorgang.

Die etwa 60 m lange, erste Umbaustrecke wurde in 18 Zonen eingeteilt (Abb. 9), deren Länge infolge der ungleichen Zonenlängen des alten Tunnels zwischen 3 und 3,5 m schwankt, und an zwei Arbeitstellen in Angriff genommen.

Wegen der geringen Überlagerung des Tunnels an der ersten Arbeitstelle konnte ein Stück von 14 m Länge im Tagebau hergestellt werden. Vor Beginn der Abbrucharbeiten wurden an dieser Stelle drei Rüstungen mit je fünf Standböcken eingebaut. Der Umbau dieses Teiles bot keine Schwierigkeiten.

Die zweite Arbeitstelle umfaßt die Zonen 11 bis 17. Hier wurden vier Rüstungen von der in Abb. 10 gezeichneten Form aufgestellt. Zum Abbruch des alten Gewölbes dienen Lehrbogen aus ⊏ 26, zwischen den Standböcken, die auf über die Holme der Böcke gelegten Längsschwellen ruhen und an den Widerlagern durch besondere Zwischenpfosten unterstützt sind. Zum Schutze des Betriebsgleises und der Züge gegen Beschädigungen durch herabfallende Steine ist das Gerüst mit einem Bohlenbelag abgedeckt.

Nach Beendigung der Rüstungsarbeiten wurde im Gewölbescheitel ein Einbruch in Form eines Schlupfloches hergestellt, daran anschließend über dem Gewölbe ein Firststollen bis zur halben Länge der anschließenden Zonen vorgetrieben, vergl. Abb. 10a, das Abbruchmaterial durch das Schlupfloch abgelassen und im Bahnmeisterwagen nach dem Auffüllplatz gebracht. Die folgenden Arbeitsvorgänge sind in den Abb. 10b, 11, 12 u. 13 dargestellt:

1. Einbau der Kronhölzer in Zone 12 unter Abstützung gegen das alte Gewölbe der Zonen 11 und 13, Abkeilen der Kappe des Firststollens auf die Kronhölzer und Herausnehmen der Stollenstempel, Ausweiten des Gebirgsausbruches bis zur dritten Wandrute (Abb. 10b).
2. Abbruch des alten Gewölbes in Zone 12 bis zur dritten Wandrute (Abb. 11a), Mittelstützung der Kron- und Wandhölzer auf das Bockgerüst (Abb. 11b), Vollausbruch bis zum Fundament unter gleichzeitigem Vorbau.
3. Einbau des Lehrgerüstes für das neue Gewölbe durch Hochnehmen der Lehrbogen und Aufsatteln mit Doppeldielen (Abb. 12).
4. Betonieren der Widerlager und Mauern des Gewölbes bis Wandrute 3 (Abb. 12a).
5. Aufbringen der Dichtung auf das Gewölbe bis Wandrute 3 und Auspacken des Arbeitsraumes mit Bruchsteinen. Auswechseln der Mittelstützen unter Kron- und Wandhölzern (Abb. 12b).
6. Schließen des Gewölberinges und Aufbringen der Dichtung (Blatt V, Abb. 13a).
7. Verlängern des Firststollens bis Mitte Zone 14. Herstellen eines Schlupfloches in Zone 13, Ausweiten des Einbruches bis Wandrute 3 in Zone 13, Vorziehen der Kron- und Wandhölzer aus Zone 12 nach Zone 13, wobei gleichzeitig der Arbeitsraum in Zone 12 mit den anfallenden Steinen ausgebeigt wird (Abb. 13b).

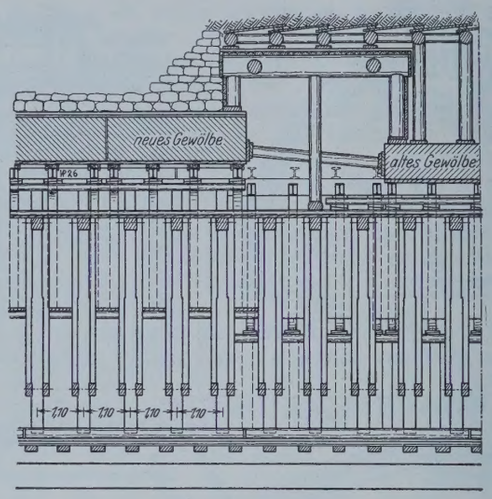


Abb. 14. Längenschnitt. Altes Gewölbe, Ringausbruch und Neues Gewölbe.

Die in Zone 13 eingebauten Kron- und Wandhölzer werden einerseits auf das fertige Gewölbe der Zone 12 und anderseits auf das alte Gewölbe der Zone 14 abgestützt, ähnlich wie bei Arbeitsvorgang 1 (Abbild. 14).

Von da ab wiederholen sich die Arbeitsvorgänge beim Umbau der folgenden Zonen in regelmäßiger Reihenfolge.

H. Besondere Beobachtungen beim Umbau.

Das Umbauverfahren hat sich bis jetzt gut bewährt. Auf die sorgfältige Abstützung des Gebirges ist größter Wert zu legen. Schon beim Umbau der Zone 15 war der Gebirgsdruck so groß, daß die Kronhölzer sich verbogen und die 30 cm starken Stempel bis zu 6 cm in die Kronhölzer eingedrückt wurden. Es ist damit zu rechnen, daß die Drücke in der Gegend der alten Einbruchstelle noch erheblich größer werden.

Die Abfuhr des Ausbruchmaterials mit Bahnmeisterwagen in Zugpausen hat bei der ersten Umbaustrecke keine Schwierigkeiten gemacht. Die Beförderungswege sind kurz, Zugpausen in genügender Zahl und Länge vorhanden. Es ist jedoch fraglich, ob beim Fortschreiten des Umbaues gegen die Tunnelmitte zu durch die Verlängerung der Wege die Zugpausen ausreichen. Unter Umständen muß in dem Tunnel eine besondere Rollbahn neben dem Betriebsgleis verlegt werden. Beim Herstellen der Steinpackungen hinter den Widerlagern ist darauf zu achten, daß die Zwischenräume zwischen den Steinen nicht durch Gebirgsschutt ausgefüllt werden, weil sonst das Durchsickern des Wassers erschwert wird und ein Verstopfen der unteren Entwässerungsrinne zu befürchten ist.

Während der Umbauarbeiten war bisher eine Geschwindigkeitsermäßigung der Züge auf 15 km/Std. vorgeschrieben. Um die Rauchbelästigung der Stollenarbeiter zu vermindern, wird eine Erhöhung der zulässigen Fahrgeschwindigkeit auf 30 km/Std. versucht.

Alle Rechte vorbehalten.

Hydromechanische Energie-Umwandlung.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **R. Winkel**, Berlin.

In neuzeitlichen Bauanlagen des Wasserbaufaches sind die Ausflußgeschwindigkeiten oft sehr groß, so daß es erwünscht ist, sie möglichst bald auf die Abflußgeschwindigkeit des Unterwasserkanales herabzumindern. Bei hinreichender Längenentwicklung vollzieht das strömende Wasser diesen Übergang von hoher zu niedriger Geschwindigkeit von selbst; soll dieses aber schon auf kürzeren Strecken geschehen, so sind zweckentsprechende Einbauten erforderlich, die man (eigentlich nicht ganz berechtigt) Energievernichter nennt. Eine Vernichtung der Energie würde ja dem von Robert Mayer ausgesprochenen Satze von der Erhaltung der Energie widersprechen. Hier handelt es sich vielmehr darum, die gegebene Strömungsenergie (kinetisch) in andere Energieformen umzuwandeln, sei es als potentielle Energie, die sich in einer Drucksteigerung, also in einer Lagenerhöhung des Wasserspiegels darstellt, oder als Wärmeenergie, und da diese infolge Wärmeleitung und Ausstrahlung scheinbar verloren geht und nicht praktisch ausnutzbar ist, wird zuweilen von einer „Vernichtung" der Energie gesprochen. Wieweit auch noch andere, nicht nutzbare Energieformen, etwa elektrischer Art u. a. mehr, hierbei zu berücksichtigen sein würden, möge dahingestellt bleiben.

Da, von wenigen Fällen abgesehen, stets bei der Umwandlung beide Energieformen, Lagenerhöhung des Wasserspiegels (auch Druckerhöhung) und Wärmeerzeugung, auftreten, können wir bislang ohne Kenntnis des gegenseitigen Verhältnisses der Größen dieser beiden Energieformen streng genommen eine Berechnung nicht durchführen. Nur für einen beobachteten Fall, der uns die Größe der Lagenänderung (potentielle Energie) angibt, ist es möglich, aus dem verbleibenden Fehlbetrage der Energiebilanz (unter Beachtung der Energielinie) die Größe der Wärmeenergie unter der Voraussetzung zu errechnen, daß andere, uns etwa verborgen gebliebene Energiearten nicht gleichzeitig erzeugt würden. Alsdann wird man aber finden, daß die erzeugte Wärmemenge nicht unbeträchtlich ist; wäre es denkbar, eine bestimmte Wassermenge durch ein derartiges Ausflußbauwerk ohne jede Wärmeabstrahlung im Kreislauf dauernd hindurch zu senden, so würde eine ständige Erwärmung des Wassers bis zur Grenze der Siedetemperatur eintreten müssen.

In der Natur finden wir zuerst den Vorgang der Umwandlung potentieller Energie in kinetische, wenn das auf höhergelegenen Landgebieten aufgefangene Niederschlagwasser im Schwerefeld der Erde in Bewegung kommt, d. h. zum Abfluß gelangt. Die Galileischen Fallgesetze gelten dabei nur beim Absturz, soweit der Luftwiderstand noch verhältnismäßig geringen Einfluß hat: $v = \sqrt{2gh}$, ferner $h = \frac{v^2}{2g} = g\frac{t^2}{2}$; die Bewegungen geschehen im Gebiete der Beschleunigung. Bei der Umwandlung kinetischer Energie in potentielle liegt die Bewegung dagegen im Gebiete der Verzögerung. Ihr innerer Zusammenhang wird durch das bekannte Bernoulli-Theorem angegeben, das besagt, daß für jeden Ort die Summe der dynamischen Druckhöhe, der Geschwindigkeitshöhe und des Druckhöhenverlustes infolge von Widerständen stets gleich der statischen Druckhöhe des Ruhezustandes ist, also $\frac{p_D}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z_v = \frac{p_s}{\gamma}$.

Aus dieser Beziehung heraus regte meines Wissens zuerst Prof. Koch in Darmstadt derzeit den Begriff der Energiebilanz an, weil bei Berücksichtigung aller durch Widerstände bedingten Druckhöhenverluste $\Sigma(z_v)$ die Energielinie stets auf ein und derselben Potentialfläche des Schwerefeldes der Erde liegt, die in ihrer Lage durch die Anfangsverhältnisse der fließenden Bewegung bestimmt wird.

Abb. 1 zeigt den Übergang von hoher Geschwindigkeit V auf kleinere v; dort, wo die Geschwindigkeit des abfließenden Wassers wieder einigermaßen gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist (vergl. die Verteilungslinie bei Punkt 7), beginnt der schon merklich ruhigere Abfluß. Davor liegt ein Gebiet von der Länge L, in dem die Wasserfäden sich innerhalb des Raumes 1 . . . 2 . . . 4 . . . 5 auseinanderziehen, wobei die Geschwindigkeit von V auf v abnimmt[1]). Hierbei wird

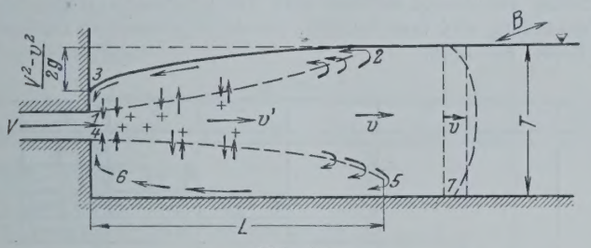


Abb. 1.

potentielle Energie wiedergewonnen, so daß der Wasserspiegel von 3 nach 2 hin eine Lagenerhöhung zeigt; unter der Einwirkung des der Strömung entgegengerichteten Gefälles von 2 nach 3 fließen nun Wasserteile von 2 nach 3 hin, von dort nach 1 und kehren dort, zum Teil von der vorbeifließenden Hauptströmung geführt, nach 2 zurück, zum Teil gelangen sie bei 1 und auch weiterhin nach 2 zu in die Hauptströmung selbst zurück (durch + gekennzeichnete Wasserteile). Dieses ganze Ablösungsgebiet 1 . . . 2 . . . 3 (und ebenso 4 . . . 5 . . . 6) entsteht dadurch, daß sich an den Stellen 1 und 4 die Wasserfäden von den sie bis dahin führenden Wänden ablösen, weil sie nun nicht mehr den Flächen 1 . . . 3 und 4 . . . 6 folgen können. Da das ganze Gebilde von 1 nach 2 und 3 sich in lebhafter Dreh- oder Wälzbewegung befindet, ist es von Prof. Rehbock recht anschaulich als Wasserwalze bezeichnet worden. Diese Wasserwalzen sind nun der eigentliche Träger der Energievernichtung in dem Sinne, daß die neuerzeugten Energieformen für die eigentliche Wasserströmung verloren gehen; zum großen Teile wird dort Wärmeenergie entstehen, der Energieaustausch wird durch die in die Wasserwalze ein- und austretenden Wasserteile vermittelt, wie es durch die Pfeile schematisch angedeutet ist. Da die an der Trennfläche 1 . . , 2 austretenden Wasserteile ihre Bewegung in der Richtung der Hauptströmung eingebüßt haben, müssen sie von dem Wasser der Hauptströmung wieder beschleunigt werden, wozu natürlich Energie aufzuwenden ist, das gleiche trifft für die ständigen Querbewegungen (Schwingungen) auf der ganzen Fläche 1 . . . 2 zu. So ist es auch verständlich, daß ein Druckhöhenverlust fast verschwindet, sofern statt der Begrenzungsflächen 1 . . . 2 und 4 . . . 5 feste Wandungen angeordnet werden, wie es zum Beispiel bei der allmählichen Erweiterung des bekannten Venturi-Rohres der Fall ist, bei dem die ursprüngliche potentielle Energie am Ende der Erweiterung fast ganz wieder erreicht wird; die Theorie des Carnotschen Stoßverlustes $\frac{(V-v)^2}{2g}$ darf in diesem Falle nicht angewandt werden, obschon die Endform den Gedanken nahelegt.[2]) Fassen wir Abb. 1 als Grundriß auf, so haben wir die Erscheinungen in Buhnenfeldern vor uns, bei denen die Ablösungen Walzen mit lotrechter Achse (Nehrströmungen) erzeugen und in gleicher Weise den Energieaustausch vollziehen.

Ein Sonderfall der Umwandlung kinetischer in potentielle Energie ist der Wassersprung oder Wechselsprung (Abb. 2), der bekanntlich dann entsteht, wenn die Wassergeschwindigkeit auf einer Strecke so zunimmt, daß sie schließlich noch größer als die Grundwellengeschwindigkeit $c \approx \sqrt{g\,t}$ werden müßte. Die Geschwindigkeitsverminderung auf v bedingt ebenfalls eine Wasserspiegelerhebung um $z = T - t$, und das rückwärts gerichtete Gefälle 2 . . . 1 bewirkt wie bei der Anordnung der Abb. 1 eine Walzenbildung (Deckwalze 1 . . . 2 . . . 3). Nach einer Längenerstreckung L' fließt das Wasser einigermaßen gleichmäßig über den Querschnitt verteilt wieder im schon mehr beruhigten Strome weiter. Der Wassersprung ist daher ein Mittel zur Energieumsetzung. — Ergänzend sei noch darauf hingewiesen, daß auch Grundwalzen (in Abb. 1 durch 4 . . . 5 . . . 6 gekennzeichnet) durch das Zurückfließen von Wasser von Orten höheren Druckes (5) nach solchen niederen Druckes (bei 4, weil dort die große Geschwindigkeit V kleineren hydraulischen Druck nach dem Bernoulli-Satze bedingt) erzeugt werden.

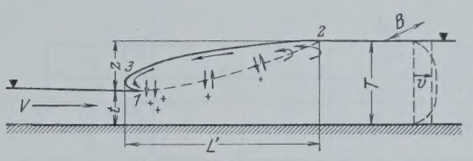


Abb. 2.

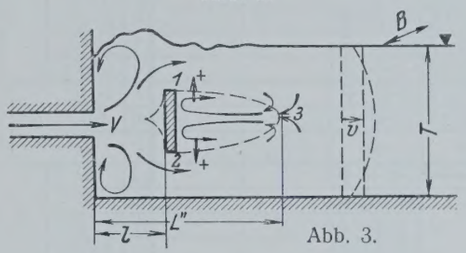


Abb. 3.

Will man aus örtlichen Gründen die Beruhigungsstrecke L (Abb. 1) verkürzen, so kann man Einbauten (Stoßplatten oder Rechen) benutzen, aber in geeigneter Ausbildung, d. h. mit möglichst großen Durchflußquerschnitten $\Sigma(f)$, so daß $\frac{Q}{\Sigma(f)} < V$ wird; die Entfernung l des Einbaues vor der Auslaufmündung muß gleichfalls einen bestimmten Wert haben, der am sichersten ebenso wie die Ausbildung des Einbaues selbst durch Modellversuch bestimmt werden kann.

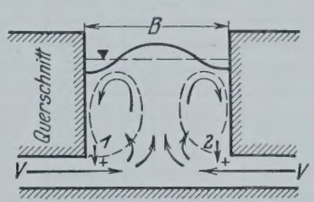


Abb. 4.

Abb. 4 soll zeigen, daß auch bei gegeneinander geschickten Wasserströmen in erster Linie die an den Ablösungsstellen 1 und 2 stattfindende Wasserausgabe aus den entstehenden Wasserwalzen (vergl. ebenso 1 . . . 3 und 2 . . . 3 in Abb. 3) die Energieentziehung bewirkt. — Die Beispiele für Mittel zur Erzielung eines möglichst bald beruhigten Wasserabflusses würden sich beliebig vermehren lassen.

[1]) Die Länge L läßt sich nur überschläglich aus der Erscheinung einschätzen, daß sich ein abgelöster Wasserstrom an jeder Seite um höchstens etwa 6° seitlich erweitert; es kann die Richtung 1 . . . 2 gegen die Achsrichtung des Zuflusses vielleicht rd. 1 : 9 Neigung haben.

[2]) Der Erweiterungswinkel (Neigung einer Wandungslängslinie zur Rohrachse) darf anscheinend nur $\leqq 6°$ sein, damit das fließende Wasser überall den Wandungen folgen kann; es soll aber noch untersucht werden, ob dieses auch noch zutrifft, wenn V sich dem Werte $\sqrt{2g \cdot 10{,}2} = 14{,}2$ m/Sek. nähert oder ihn überschreitet, da alsdann (infolge $\gamma \cdot 10{,}3$ m $= 1$ at) absolutes Vakuum erreicht wird, wobei Hohlraumbildungen (Cavitation) eintreten.

Alle Rechte vorbehalten.

Rechenvorschrift zur Auflösung symmetrischer Elastizitätsgleichungen.

In folgendem wird zur Auflösung mehrgliedriger symmetrischer Elastizitätsgleichungen eine starre Rechenvorschrift gegeben, die die zeitraubende Rechenarbeit dem Ingenieur abnehmen und Hilfskräften übertragen soll, die im Gebrauch der Rechenmaschine geübt sind.

Die Rechenvorschrift dient zur Lösung von Elastizitätsgleichungen, deren Vorzahlen dem Bettischen Satze $\delta_{ik} = \delta_{ki}$ genügen; sie ist aus statischen Beziehungen entwickelt worden und deckt sich im wesentlichen mit dem bekannten Auflösungsverfahren auf Grund des Gaußschen Algorithmus.[1]) Auf eine Ableitung, die nichts grundsätzlich Neues zu bieten vermöchte, darf daher verzichtet werden. Die Vorschrift ist so gestaltet, daß ein Mindestmaß von Rechenarbeit gewährleistet ist. Der einfache gesetzmäßige Aufbau des Rechenschemas, das hier für sechs Unbekannte entwickelt wird, läßt die notwendige Erweiterung für eine größere Zahl von Unbekannten leicht erkennen.

Der Gang der Rechnung wird an dem folgenden Beispiel erläutert:

[1]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Auflage, Bd. 10.

Gegeben ist die Gleichungsgruppe

$$\begin{aligned} 2X_a + 4X_b + 2X_c + X_d &= \delta_{ma} \\ 4X_a + X_b + X_c - 2X_d &= \delta_{mb} \\ 2X_a + X_b + 4X_c - 4X_d &= \delta_{mc} \\ X_a - 2X_b - 4X_c + 2X_d &= \delta_{md}. \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich die Matrix der Vorzahlen δ_{ik}:

a	aa $+2$	ab $+4$	ac $+2$	ad $+1$
b	ab $+4$	bb $+1$	bc $+1$	bd -2
c	ac $+2$	bc $+1$	cc $+4$	cd -4
d	ad $+1$	bd -2	cd -4	dd $+2$

Aus dieser Matrix werden die Zeilen $a, b, c \ldots$, beginnend mit den Gliedern δ_{ii}, in die Zeilen $a, b, c \ldots$ der Tafel I übertragen, d. h. in die Zeilen 1, 4, 11, 21 usw. Nach dieser Vorbereitung kann die Auflösungsarbeit beginnen. Für die Tafel I gelten folgende Vorschriften: Zahlen, die in ein ▱-Feld fallen, sind mit ihrem reziproken Werte der Reihe nach in die $A, B, C \ldots$-Felder der Tafel II zu übertragen; Zahlen, die in ein ▨-Feld fallen, sind, nach Multiplikation mit —1, der Reihe nach in die linken Felder der Tafel II zu übertragen. An der rechten Seite der Tafel I ist der Gang der Rechnung vorgeschrieben. Dabei bedeuten a, b, c usw. die der betreffenden Spalte zugeordneten Werte der Zeilen $a, b, c \ldots$; $A, B, C \ldots$ und $AB, BC, AC \ldots$ die entsprechenden Zahlen aus Tafel II. $[r]$ ist die Summe der durch ═══ und die Zeile r umfaßten Werte. (23) bedeutet die Zahlen der Zeile 23.

Tafel I

	+2	+4	+2	+1			1	a
		+4·½=+2	+2·½=+1	+1·½=+½			2	a·A
		(+4)·(-2)=-8	(+2)·(-2)=-4	(+1)·(-2)=-2			3	a·AB Σ=
		+1	+1	-2			4	b [b]
		-8+1=-7	-4+1=-3	-2-2=-4			5	[b]
			(-3)(-7/7)=+3/7	(-4)(-7/7)=+4/7			6	(5)·B
			(+3/7)(-2)=-6/7	(+4/7)(-2)=-8/7			7	(6)·AB
			-1-6/7=-13/7	+½-8/7=-9/14			8	(2)+(7)
			(+2)(-7/7)=-2/7	(+1)(-7/7)=-1/7			9	a·AC
			(+1)(-3/7)=-3/7	(-2)(-3/7)=+6/7			10	b·BC [c]
		+4	-4				11	c
		-2/7-3/7+4=+23/7	-7/7+6/7-4=-23/7				12	[c]
			(-23/7)(+7/23)=-1				13	(12)·C
			(-1)·(-3/7)=+3/7				14	(13)·BC
			+4/7+3/7=+1				15	(6)+(14)
			(-1)(-7/7)=+1				16	(13)·AC
			-9/14+1=-5/14				17	(8)+(16)
			(+1)·(+½)=+½				18	a·AD
			(-2)(-1)=+2				19	b·BD [d]
			(-4)(+1)=-4				20	c·CD
			+2				21	d
			+½+2-4+2=+½				22	[d]
							23	(22)·D
							24	(23)·CD
							25	(13)+(24)
							26	(23)·BD
							27	(15+26)
							28	(23)·AD
							29	(17)+(28)
							30	a·AE
							31	b·BE
							32	c·CE [e]
							33	d·DE
							34	e
							35	[e]
							36	(35)·E
							37	(36)·DE
							38	(23)+(37)
							39	(36)·CE
							40	(25)+(39)
							41	(36)·BE
							42	(27)+(41)
							43	(36)·AE
							44	(29)+(43)
							45	a·AF
							46	b·BF
							47	c·CF [f]
							48	d·DF
							49	e·EF
							50	f
							51	[f]

Tafel II

		-1·▭	+1/▱	
		1 +½		A
		2 -1/7		B
AB	-2	3 (-2)(-1/7)=+2/7		B·AB
		4 +7/23		C
BC	-3/7	5 (+7/23)(+3/7)=-3/23		C·BC
AC	-1/7	6 (+7/23)(-1/7)=-1/23		C·AC
		7 +2		D
CD	+1	8 (+2)(+1)=+2		D·CD
BD	-1	9 (+2)(-1)=-2		D·BD
AD	+½	10 (+2)(½)=+1		D·AD
		11		E
DE		12		E·DE
CE		13		E·CE
BE		14		E·BE
AE		15		E·AE
		16		F
EF		17		F·EF
DF		18		F·DF
CF		19		F·CF
BF		20		F·BF
AF		21		F·AF

Ist die Rechnung in Tafel I beendet, so werden in Tafel II die Multiplikationen $B \cdot AB$, $C \cdot BC$ usw., wie angegeben, ausgeführt. Nunmehr werden sämtliche Größen der zweiten Spalte der Tafel II in die mit den gleichen Ziffern gekennzeichneten Felder der Tafel III übertragen. Dort bilden diese Zahlen Leitwerte ihrer Zeilen. Sie werden jetzt für die folgenden Felder ihrer Zeile mit den durch die Randbuchstaben der Tafel III bestimmten Größen IK aus der ersten Spalte der Tafel II multipliziert. So wird z. B. in Feld 14 der Tafel III der Wert $E \cdot BE$ aus Tafel II übertragen und dann der Reihe nach mit DE, CE, BE multipliziert. Die Summe in den einzelnen Spalten der Tafel III ergibt dann die Werte β_{ik} und damit die Lösung. Allgemein ist dann

$$X_k = \delta_{ma}\beta_{ak} + \delta_{mb}\beta_{bk} + \ldots + \delta_{mk}\beta_{kk} + \ldots + \delta_{mz}\beta_{kz}.$$

Unter Beachtung dieser Vorschriften dürfte es keine Schwierigkeiten bereiten, an Hand des eingeschriebenen Beispiels den Gang der Rechnung zu verfolgen. Die ausführliche Entwicklung in jedem Felde und die Verwendung von echten Brüchen wird das Verständnis erleichtern. Bei einer Anwendung wird man natürlich nur die Ergebnisse als Dezimalbruch in die Felder eintragen.

Tafel III

k=	F	E	D	C	B	A	
					1 +½		
				3 +2/7		(+2/7)(-2)=-4/7	B
			6 -7/23		(-7/23)(-3/7)=+3/23	(-7/23)(-1/7)=+1/23	C
			10 +1	(+1)(+1)=+1	(+1)(-1)=-1	(+1)(½)=+½	D
		13					E
	24						F
β_{ak}			+1	+22/23	-16/23	+10/23	β_{ak}

			2 -1/7		
		5 -3/23		(-3/23)(-3/7)=+9/161	C
	9 -2		(-2)(+1)=-2	(-2)(-1)=+2	D
14					E
24					F
β_{bk}	-2		-49/23	+44/23	β_{bk}

		4 +7/23		
8 +2		(+2)(+1)=+2		D
24				E
29				F
β_{ck}	+2		+53/23	β_{ck}

	2 +2		
24			E
28			F
β_{dk}	+2		β_{dk}

	27	
27		F
β_{ek}		β_{ek}

β_{ff}	26

In Tafel IV werden die gefundenen β_{ik} zur Matrix zusammengestellt. Die in Tafel III fehlenden Glieder ergeben sich aus der Beziehung $\beta_{ik} = \beta_{ki}$.

Tafel IV

k=	a	b	c	d	e	f	
β_{ak}	+10/23	-16/23	+22/23	+1			i=a
β_{bk}	-16/23	+44/23	-49/23	-2			b
β_{ck}	+22/23	-49/23	+53/23	+2			c
β_{dk}	+1	-2	+2	+2			d
β_{ek}							e
β_{fk}							f
$\Sigma\beta_{ki}$	+39/23	-67/23	+72/23	+3			$\Sigma\beta_{ki}$

Summiert man in Tafel IV die einzelnen Spalten, so erhält man in $\Sigma\,\beta_{ki}$ den Wert, den die Unbekannten X_k annehmen, falls sämtliche $\delta_{mi} = 0$.

Tafel V

r=	a	b	c	d	e	f	
$ar\,\Sigma\beta_{ai}$	(+2)(39/23)=+78/23	(+4)(+39/23)=+156/23	(+2)(+39/23)=+78/23	(+1)(+39/23)=+39/23			
$br\,\Sigma\beta_{bi}$	(+4)(-67/23)=-268/23	(+1)(-67/23)=-67/23	(+1)(-67/23)=-67/23	(-2)(-67/23)=+134/23			
$cr\,\Sigma\beta_{ci}$	(+2)(+72/23)=+144/23	(+1)(+72/23)=+72/23	(+4)(+72/23)=+288/23	(-4)(+72/23)=-288/23			
$dr\,\Sigma\beta_{di}$	(+1)(+3)=+3	(-2)(+3)=-6	(-4)(+3)=-12	(+2)(+3)=+6			
$er\,\Sigma\beta_{ei}$							
$fr\,\Sigma\beta_{fi}$							
$\Sigma[kr\,\Sigma\beta_{ki}]$	+1	+1	+1	+1			muß sein =+1,0

Tafel V dient zur Probe für die Richtigkeit der Lösung. Es muß die Beziehung

$$\Sigma(kr\,\Sigma\beta_{ki}) = 1 = ar\,\Sigma\beta_{ai} + br\,\Sigma\beta_{bi} + \ldots + rr\,\Sigma\beta_{ri} + \ldots + rz\,\Sigma\beta_{zi}$$

überall erfüllt sein. Darin bedeuten $ar = \delta_{ar} \ldots rr = \delta_{rr} \ldots$ die in der ersten Matrix zusammengestellten Vorzahlen der Elastizitätsgleichungen.

Sollte diese Matrix der δ_{ik} auch zur Nebendiagonale symmetrisch sein, so kann man die Rechnung in Tafel III erheblich abkürzen, wenn man beachtet, daß dann auch die Matrix der β_{ik} zur Nebendiagonale symmetrisch wird.

Der streng systematische Aufbau der vorstehend entwickelten Rechenvorschrift dürfte es auch dem mit dem Wesen der Elastizitätsgleichungen nicht Vertrauten ermöglichen, unter Umständen nach kurzer Anleitung, die Auflösung durchzuführen.

Es mag zum Schluß noch auf eine wenig beachtete Tatsache aufmerksam gemacht werden, die eine weitere Vereinfachung der Rechnung zur Folge hat. Werden einige Glieder $\delta_{ik} = 0$, wie das bei geschickter Wahl des Hauptsystems häufig der Fall ist, so ordne man die Reihenfolge der Unbekannten so um, daß die Zeile a der Matrix die geringste Anzahl von Null verschiedener Glieder δ_{ik} enthält, und daß in allen Zeilen die freien Plätze möglichst nahe an die Hauptdiagonale herangerückt werden. Das folgende Beispiel mag dies noch weiter erläutern.

Gegebene Matrix der δ_{ik}:

	1	2	3	4	5	6
1	+ 531	− 18	+ 26	+ 3	− 0,4	− 0,2
2	− 18	+ 1012	+ 432	− 128	·	·
3	+ 26	+ 432	+ 816	·	·	·
4	+ 3	− 128	·	+ 212	− 84	·
5	− 0,4	·	·	− 84	+ 92	+ 36
6	− 0,2	·	·	·	+ 36	+ 144

Zur Auflösung umgeordnete Matrix:

	a	b	c	d	e	f
a	+ 144	·	·	·	+ 36	− 0,2
b	·	+ 816	·	+ 432	·	+ 26
c	·	·	+ 212	− 128	− 84	+ 3
d	·	+ 432	− 128	+ 1012	·	− 18
e	+ 36	·	− 84	·	+ 92	− 0,4
f	− 0,2	+ 26	+ 3	− 18	− 0,4	+ 531

Zur Umordnung wird gesetzt: $X_1 = X_a$ $X_2 = X_d$ $X_3 = X_b$ $X_4 = X_c$ $X_5 = X_e$ $X_6 = X_a$. B.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Juli ausgegebene Heft 13 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Oscar Gehrig: Die Akademische Lesehalle des SSS in Berlin. — Dipl.-Ing. A. Lion: Wohnhäuser aus Betonplatten. — Wettbewerbsentwurf für den Neubau eines Reform-Realgymnasiums in Vacha in der Rhön. Architekt B. D. A.: Heinrich Möll, Hannover.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ingenieur Adolf Mast in Berlin in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiete der Betongründungen.

Vom englischen Oberbau. Das englische Eisenbahngesetz von 1921 verleiht dem Verkehrsminister das Recht, von den Eisenbahngesellschaften die Vereinheitlichung ihrer Anlagen und Einrichtungen zu verlangen. In bezug auf den Oberbau ist Einheitlichkeit, wenn auch nicht in vollem Umfange, so doch in weitgehendem Maße ohne das Zutun des Verkehrsministers erreicht. Seit 1923 haben sich die vier großen Gruppen, in die die englischen Eisenbahnen zusammengefaßt sind, auf einen Einheitsoberbau geeinigt, und es sind schon beträchtliche Strecken glattes Gleis mit diesem Oberbau ausgestattet. Mit den Weichen und Kreuzungen ist man noch nicht ganz so weit; hier hat die Anwendung der Einheitsbauart erst begonnen.

Neben diesen Bestrebungen zur Vervollkommnung der Bauart des Oberbaues sind Anstrengungen hergegangen, seine Unterhaltung und die Verfahren zu seiner Erneuerung zu verbessern. Zum Teil folgt man dabei den Fortschritten neuzeitlicher Technik, zum Teil steht der Zwang, wirtschaftlicher als früher zu arbeiten, dahinter. Der Wert des Oberbaues der englischen Eisenbahnen wird auf 150 Mill. Pfd. Sterl. geschätzt, und jährlich werden 13 Mill. zu seiner Unterhaltung aufgewendet, ein Betrag, der im Haushalt der Eisenbahngesellschaften schwer genug ins Gewicht fällt.

Der englische Oberbau wird auch heute noch von der Doppelkopfschiene beherrscht. Zu dieser gehört der Schienenstuhl, in dem sie durch einen Keil festgelegt wird, und diese Art des Oberbaus auf Holzschwellen, auf denen die Schienenstühle durch Nägel oder Schrauben befestigt werden, hat man auch für den englischen Regeloberbau beibehalten. Versuche mit abweichenden Anordnungen des Oberbaues sind oft gemacht worden, man ist aber immer wieder zur Doppelkopfschiene auf Querschwellen zurückgekehrt, und ein englischer Fachmann, der vor einiger Zeit in Manchester vor einem Ingenieurverein über den englischen Oberbau gesprochen hat, will hierin ein „survival of the fittest" im Sinne Darwins sehen.

Auf Nebenbahnen findet sich in England auch Oberbau mit Breitfußschienen. Man verkennt einerseits die Vorzüge dieses Oberbaues nicht, gibt auch anderseits zu, daß der Keil im Schienenstuhl nicht das Ideal eines Befestigungsmittels ist. Bei schwerem und schnellem Verkehr mit kurzer Zugfolge bedarf aber auch, so folgert man, die Breitfußschiene einer Unterlagplatte, die dem Schienenstuhl sehr nahe kommt, und so ist man denn für die Hauptgleise bei dem Oberbau mit Schienenstühlen geblieben, der wegen seiner Schwere und der tiefen Lage der Schwelle, eine Folge der Höhe des Schienenstuhls, sicher den Vorteil hat, daß er Erschütterungen, denen ihn der Betrieb aussetzt, gut aufnehmen kann.

Für den Stuhlschienenoberbau sind als Regelformen zwei Ausführungen zugelassen, die eine mit einer 47,5 kg/m, die andere mit einer 42,5 kg/m schweren Schiene (95 und 85 Pfd./Yard). Diese Schienen werden auch für Weichen und Kreuzungen verwendet. Bei der Ausarbeitung des Oberbaues hat man auf größtmögliche Einfachheit Wert gelegt. Sind einmal Einheitsformen festgelegt, so bleibt wenig Spielraum für die Entscheidung, wie der Oberbau einer Strecke ausgestaltet werden soll; es bleibt höchstens die Frage, ob man bei einer Erneuerung den leichten oder den schweren Oberbau wählen soll. Die englischen Eisenbahnen unterscheiden je nach der Stärke des Verkehrs Gleise 1., 2. und 3. Klasse. Für die 1. Klasse ist der Oberbau mit den 47,5 kg/m schweren Schienen, für die 2. Klasse derjenige mit den 42,5 kg/m schweren Schienen bestimmt, während die Gleise 3. Klasse aus altbrauchbarem Oberbau der Gleise 1. und 2. Klasse hergestellt werden; es kommen aber auch Abweichungen von dieser Regel vor. Das Ziel einer richtigen Oberbaupolitik müßte sein, einen Oberbau zu finden, dessen einzelne Teile, an erster Stelle Schienen und Schwellen, gleiche Lebensdauer haben. Das ist aber kaum zu erreichen, und so tritt dann ein zweites Ziel auf, nach dem gestrebt werden muß: die Lebensdauer des einen Teils muß ein ganzes Vielfaches der Lebensdauer des andern sein. So können z. B. unter gewissen Verhältnissen die Schienen doppelt so lang brauchbar bleiben wie die Schwellen, während an anderen Stellen, z. B. in einem Tunnel, die Schienen so unter Rost leiden, daß eine Schwelle zwei Schienen nacheinander aushält. Auf solchen Strecken kann es zweckmäßiger sein, die leichte Schiene zu wählen, weil hier nach einer gewissen Zeit und einer einmaligen teilweisen Erneuerung der ganze Oberbau auswechslungsreif wird, während bei Verwendung der schweren Schiene der eine Teil vor der Zeit, obgleich an sich noch tauglich, beseitigt werden muß, weil der andere am Ende seiner Leistungsfähigkeit ist.

Schwerere Schienen als die genannten, nämlich solche von 50 kg/m Gewicht, kommen in England nur an einer Stelle, nämlich im Tunnel unter dem Mersey vor.

Die englische Querschwelle der Regelform ist heute 2,6 m lang; man hat sie gegen früher um 15 cm verkürzt. Sie ist 25 cm breit und 15 cm hoch. Beim schweren Oberbau ist für die Stoßschwellen eine Breite von 30 cm vorgesehen, doch wird die Ansicht vertreten, daß man diese Verstärkung am Stoß auch unterlassen kann, ebenso wie man glaubt, daß bei leichtem Verkehr, außer am Stoß und in scharfen Krümmungen, zwei statt drei Schrauben zum Befestigen der Stühle auf den Schwellen ausreichen.

Von erheblichem Einfluß auf die Kosten ist die Verfüllung der Gleise. Steinschlag aus Hartgestein oder Hochofenschlacke ist zwar teurer in der Beschaffung als Kies und Feuerungsschlacken, gibt aber ein besser liegendes Gleis und wird daher in steigendem Maße verwendet, außer für Gleise 3. Klasse und auf solchen Strecken, wo Bergschäden auftreten.

Für die Schwellen wird in England im wesentlichen Kiefernholz verwendet, das aus den Randstaaten des ehemaligen russischen Reiches bezogen wird. Mit Kreosot getränkt, haben sich solche Schwellen aus-

gezeichnet bewährt. Der einzige Schaden, der sich bei ihnen zeigt, sind die Einfressungen unter den Schienenstühlen, und auch diese können in ihrer Wirkung dadurch gemildert werden, daß eine Filzplatte unter den Schienenstuhl gelegt wird und die Schwelle zur Aufnahme der Schrauben für den Schienenstuhl mit Hartholzdübeln bewehrt wird. Derartige Schwellen haben bis zu 35 Jahren in Personenzuggleisen ausgehalten.

Für den Schienenquerschnitt hatte im Jahre 1904 ein Normungsausschuß Regelformen und Gütevorschriften aufgestellt; 1922 wurde der Regelquerschnitt verbessert, indem ein Bedenken beseitigt wurde, das gegen die Form von 1904 bestand. Diese hatte nämlich bei gleichem Gewicht einen etwas schwächeren Fahrkopf als die bis dahin üblichen Schienen. Die Länge der Schienen ist in der Regel 13,72 m (45 Fuß), nur die London, Midland und Schottische Eisenbahn, die größte unter den vier Gruppen, arbeitet mit 18,3 m (60 Fuß) langen Schienen. Die neuesten Gütevorschriften sehen einen etwas höheren Kohlenstoffgehalt vor als die früheren. Sonderstähle und Legierungen als Schienenstoff haben sich nicht einzuführen vermocht, obgleich man sich den Erfolgen, die mit ihnen in Amerika für außergewöhnlich stark belastete Gleisteile erzielt worden sind, nicht verschließt. Man scheint die Kosten der Beschaffung zu scheuen, denn es ist wiederholt erwogen worden, Schienen mit Fuß und Steg aus gewöhnlichem Stahl mit einem Kopf aus hochwertigem Stahl zu walzen.

Die Laschen und ihre Lochung sind für die Schienen von 42,5 kg/m und von 47,5 kg/m die gleichen. Auch für den Laschenbolzen gibt es nur eine Regelform. Neuerdings besteht das Bestreben, von dem einfach verlaschten Stoß abzugehen und an seine Stelle eine andere Bauart zu setzen.

Der Schienenstuhl hat von allen Oberbauteilen die größten Wandlungen durchgemacht. Beim Entwurf der Einheitsform war das Ziel, einen möglichst leichten Schienenstuhl zu schaffen. Er stützt die Schiene an der Außenseite des unteren Kopfes und am Übergang vom Steg zum Fahrkopf. Auf der Schwelle wird er durch drei Schrauben festgehalten, die in Hartholzdübel eingreifen. Bei dem schwereren Oberbau ist für die Stoßschwellen ein 5 cm breiterer Stuhl vorgesehen. Die Leitschiene in Krümmungen wird mit der Fahrschiene in einem gemeinschaftlichen Stuhl gelagert; sie steht in gleicher Höhe mit jener; zwischen beiden bleibt eine 5 cm breite Rille. Die Sonderstühle werden mit vier Schrauben auf den Schwellen befestigt.

In Einzelheiten der Schienenstühle weichen die einzelnen Eisenbahngesellschaften etwas voneinander ab. Die London und Nordostbahn verwendet z. B. zum Festlegen der Schiene im Stuhl keinen Keil, sondern verlegt die Keilfläche, die geriffelt ist, in den Schienenstuhl. Bei der Großen Westbahn ist die Sohle des Schienenstuhls mit Längsriffeln versehen, um größere Sicherheit gegen seitliche Verschiebungen zu erreichen, als sie die drei oder vier Befestigungsschrauben allein zu verleihen vermögen. Für manche Strecken ist zwar der neue Schienenstuhl angenommen worden, er wird aber noch mit Schienennägeln oder Bolzen älterer Bauart befestigt, die auch in Hartholzdübeln sitzen.

Für den Keil zum Festlegen der Schiene im Stuhl sind zahlreiche Vorschläge gemacht worden, so z. B. der eines federnden Metallkeils. Der Regeloberbau hat einen Holzkeil mit 1,6 mm Anlauf. Derselbe Keil paßt zu den beiden Schienenformen. Er hat sich gut bewährt, namentlich wenn er aus Teakholz hergestellt wird. Das hängt jedenfalls damit zusammen, daß bei den englischen Witterungsverhältnissen die Gefahr der Lockerung durch Austrocknen nicht besteht. Wkk.

Vom Bau des Hauptwehres bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus. Über den in der Hauptsache im Jahre 1925 ausgeführten Bau dieses Wehres bringt die „Siemens-Bauunion“ folgende, die Angaben in der „Bautechnik“ 1925, Heft 19, S. 257 u. 258 ergänzende Mitteilungen:

Nach Abschluß der Baugrube durch die Fangedämme und Trockenlegung der ersteren wurden in ihr umfangreiche Gleisanlagen verlegt und an die schon während des Frühjahrhochwassers hergestellten Gleisanlagen außerhalb der Baugrube angeschlossen, um mit dem Aushub der Felsüberlagerung, die aus mittlerem und sehr grobem Geröll bestand, beginnen zu können. Zu dem gleichen Zwecke wurden, wie Abb. 1 zeigt, auf einem parallel zu dem unterstromseitigen Fangedamm errichteten Baugerüst zwei Greifbagger von 0,8 m³ Greiferinhalt aufgestellt, die den Aushub zum Teil auf den unteren Fangedamm hoben, zum Teil in Kastenkipper verluden, die den Boden zum oberen Fangedamm beförderten. Im weiteren Verlauf der Aushubarbeiten wurden diese Bagger als Krane verwendet, die die Muldenkipper aus der Baugrube auf die Gleise des unteren Fangedammes zum Weitertransport hoben. Ein anderer Teil der Aushubmassen wurde auf einem spitzwinklig und auf drei rechtwinklig zur Längsachse des Wehres angelegten Bremsbergen aus der Baugrube gefördert. Die Aushubarbeiten mußten in erheblich größerem Umfange, zum Teil 6 m tiefer, durchgeführt werden, als man zunächst nach Ausführung der Probebohrungen angenommen hatte. Der vorgefundene Fels war von Kalkspatadern kreuz und quer durchzogen, die zum Teil ausgewaschen waren und mit außerhalb der Baugrube liegenden Quellen in Verbindung standen. Diese wasserführenden Adern, sowie auch in der Baugrube selbst auftretende Quellen sind nach einem besonderen Verfahren gedichtet worden.

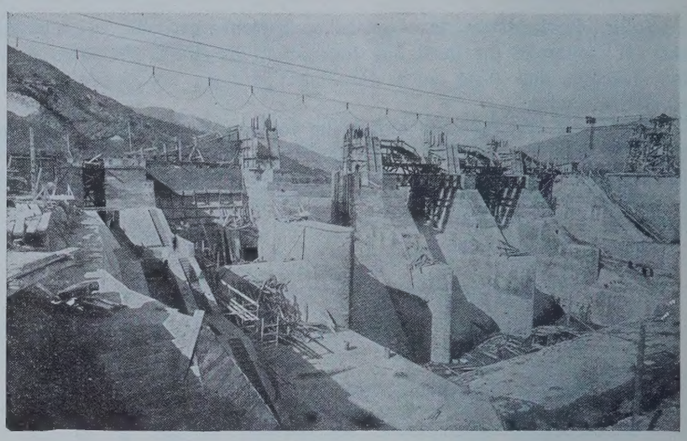


Abb. 2. Betonierte Wehrpfeiler.

Nach gründlicher Vorbereitung der Sohle wurde dann mit den Betonarbeiten begonnen. Die Größe des Bauwerkes ließ das Einlegen besonderer Schwindfugen und die Aufteilung in mehrere größere Blöcke als geboten erscheinen. Nur 25 % des Betons wurden in Mischmaschinen russischer Konstruktion vorbereitet. Die Hauptmassen, also etwa 75 %, wurden den dortigen Verhältnissen und Arbeitskräften entsprechend von Hand gemischt und auf Tragen, „Nassilki“ genannt, an die Verwendungsstelle gebracht. Das Zubringen des Betons auf diesen Tragen gestaltete den Bau einfach und erforderte verhältnismäßig wenige und einfache Rüstungen. Da die dortigen Arbeiter Bauern waren, die auch für die einfachsten Bauarbeiten angelernt werden mußten, wurde der Beton plastisch eingebracht, da bei dem geringen Bestande an deutschem Aufsichtspersonal eine Gewähr für ordnungsmäßiges Stampfen des Betons nicht gegeben war. Besondere Vorsichtsmaßnahmen mußten beim Betonieren während der heißen Jahreszeit, in der eine Höchsttemperatur von 60 ° C vorkam, beachtet werden.

Der Wehrrücken, das Tosbecken und die in Abb. 2 nach ihrer Betonierung gezeigten Pfeiler bis zum Unterwasserspiegel erhielten eine Steinverkleidung aus Kutaiser und armenischem Granit. Besondere Aufmerksamkeit erforderte bei diesen Arbeiten das Zubringen und Verlegen der im Durchschnitt 0,25 m³ großen Steine. Von der Georgischen Regierung waren für die Beförderung mit den Kabelkranen besondere Steinwölfe vorgesehen, die sich jedoch nicht als zweckmäßig erwiesen. An ihrer Stelle wurden von der Siemens-Bauunion besonders konstruierte Steinzangen angefertigt, mit denen die Steine sowohl mit den Kabelkranen, als auch mit den später verwendeten Schwenkkranen und Derricks zugebracht und verlegt wurden. Die Verkleidungssteine wurden durch eiserne Anker untereinander und mit dem Betonkern verbunden.

Die Oberstromseite des Wehres erhielt zur Dichtung einen vierfachen Torkretputz. Außerdem wurde am oberstromseitigen Fuße des Wehres zur Verhütung von Unterwaschungen auf Anraten der Siemens-Bauunion auf dem etwa unter 40 ° gegen das Bauwerk einfallenden Felsen eine 8 m lange Betonschürze aufgebracht, die sich über die ganze Breite des Wehres erstreckt.

Vom linken Uferpfeiler führt eine Treppe zu einem 7 m unter dem Wehrrücken liegenden Kontrollgang, die in der Hauptsache für die Beobachtung der Schwindarbeit des Betonkörpers angelegt wurde.

Mit der Fertigstellung des Saughebers und des Fischpasses, deren Ausführung nach sorgfältiger Vorbereitung keine besonderen Schwierigkeiten mehr boten, waren die Bauarbeiten im Frühjahr 1926 beendet, so daß die Anlage nach Einbau der Schütze noch in diesem Sommer in Betrieb genommen werden kann.

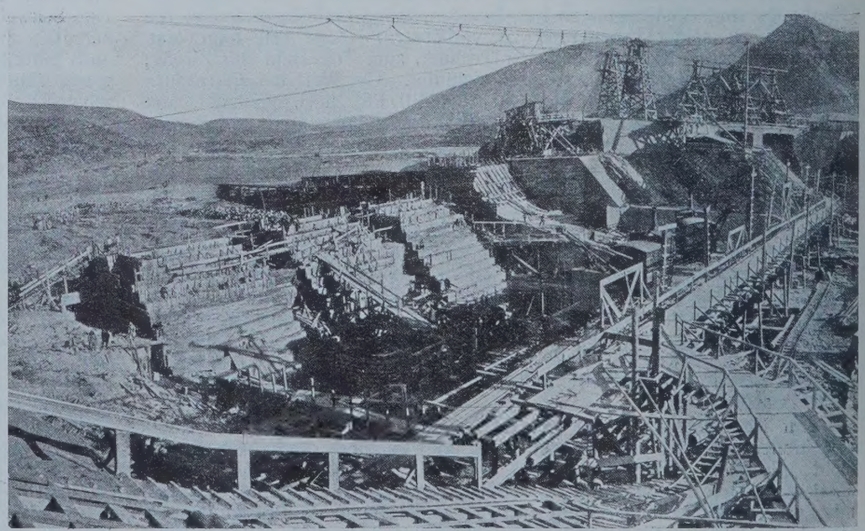


Abb. 1. Blick auf die Betonblöcke des Wehres.

Eine hölzerne Druckrohrleitung von 4,90 m Lichtweite für eine Durchflußmenge von 85 m³/Sek. ist zurzeit für Werk Nr. 2 der Copco-Wasserkraftanlagen am Klamath-Fluß in Nordkalifornien im Bau und verbindet auf eine Länge von 420 m zwei in Beton ausgeführte Druckstollen. Sie ist ausweislich der Abb. 1 aus 10 cm starken und 13,5 cm breiten Längsdauben zusammengesetzt, die durch Spiralen aus 22-mm-Rundeisen und mit etwa 9 cm Ganghöhe zusammengehalten werden und vor der Verwendung sorgfältig mit Kreosot getränkt sind. Nach „Eng. News-Rec." vom 15. April 1926 wurden hierbei gegen 128 kg Kreosot auf 1 m³ Holz verbraucht.

Für die Auflagerung des Rohrstranges dienen Eisenbetonschwellen, die in Abständen von 2,40 bis 3,0 m verlegt sind; auf ihnen sind — wie in Abb. 2 gut sichtbar wird — beiderseits je eine senkrechte und eine schräglaufende, aus Profileisen genietete Stütze gut verschraubt, die das zur Aufnahme des Rohres dienende T-Eisenband tragen und deren erstere sich etwa bis zur halben Rohrhöhe erhebt. Dadurch wird das Rohr, das außerdem unten unmittelbar auf der Schwelle aufgelagert ist, in Rohrmitte und außerdem zweimal in der unteren Hälfte unterstützt. Diese sorgfältige Abstützung wurde sowohl durch den nicht besonders tragfähigen Untergrund erforderlich, als auch durch die Rücksicht auf den Betrieb, denn das Rohr soll nach seiner Füllung dauernd gefüllt und unter Druck bleiben. Ki.

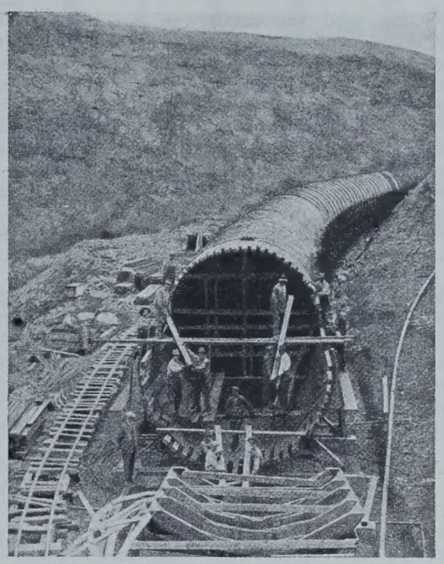


Abb. 1.

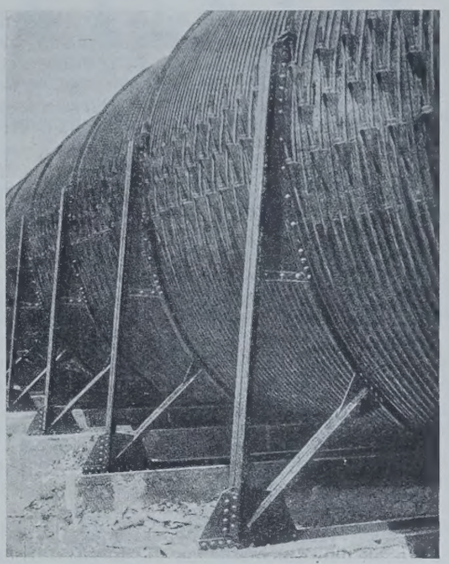


Abb. 2.

Vortrag über Straßenbaustoffe von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann. Auf der Hauptversammlung des V. D. I. am 12. bis 14. Juni d. J. in Hamburg sprach Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart, in der Fachsitzung „Stoffkunde" über „Prüfung und Bewertung der Straßenbaustoffe". Der Vortragende ging davon aus, daß man in Deutschland eine große Zahl von Prüfungsverfahren eingeführt habe, daß aber keine Einheitlichkeit bestehe und vor allem die Bewertungsmaßstäbe fehlen. Die Prüfungsverfahren zur Bestimmung der Güte der Gesteine und ihrer Widerstandsfähigkeit gegen die Witterungseinflüsse wurden dann behandelt, und auf die hierfür von Hirschwald ausgebildeten Verfahren und von ihm vertretenen Anschauungen hingewiesen, die allgemeine Anerkennung gefunden haben und bereits 1912 auf der Tagung des Internationalen Verbandes für Materialprüfung der Technik, New York 1912, angenommen worden sind. Der Vortragende machte dann auf die Unklarheit aufmerksam, die noch darüber besteht, wieweit Verfahren, bei denen die Widerstandsfähigkeit der Gesteine gegen Säuren ermittelt werden, als allgemein gültig anzusehen sind, und erwähnte, daß die Feststellung des Eisenoxydulgehaltes des Granites durch Behandlung mit Schwefelwasserstoff keinen Maßstab für die Güte des Gesteines abgebe, wenn nicht auch der sonstige Verwitterungszustand beachtet wird.

Alsdann wurden die deutschen, amerikanischen, englischen und französischen Verfahren zur Prüfung der Gesteine auf ihr Verhalten unter dem Verkehr auf Härte, Abschleif (Devaltrommel), Zähigkeit, die Beziehungen dieser Eigenschaften zueinander beschrieben und kritisch behandelt. Untersuchungsergebnisse auf Härte verschiedener Betondecken, die vom Vortragenden in seiner Versuchsanstalt vorgenommen worden waren, und ebenso die Unterschiede im Verhalten von Gesteinen, die in der Kugelmühle mit und ohne Abführung der Zertrümmerungsstoffe stärkerer Abnutzung ausgesetzt waren, wurden erläutert und Schlüsse daraus gezogen. Für die Beurteilung der Eigenschaften der Gesteine in Kleinschlagdecken wurden das englisch-amerikanische Verfahren der Feststellung des Verkittungsvermögens des Gesteinstaubes (Zementation) und das deutsche nach Hirschwald-Brix in der Walzenpresse und die Ergebnisse des letzteren bei der Anwendung auf der Versuchstraße in Braunschweig besprochen. Da es in Deutschland allgemein gültige Bewertungsmaßstäbe nicht gibt, konnte der Vortragende nur die englischen und amerikanischen anführen. Es folgt dann eine Würdigung der Vorschriften für die Prüfung von Asphalt und Teer. Wo Laboratoriumuntersuchungen nicht mehr anwendbar sind, tritt dann der Versuch an der Straße selbst ein, den man erfolgreich nachahmen kann in Einrichtungen, wie sie z. B. das englische Materialprüfungsamt in Teddington geschaffen hat. Der Vortragende kam zu folgenden Schlußfolgerungen:

1. Die Verfahren zur Prüfung der Wetterbeständigkeit der natürlichen Gesteine sind beizubehalten und noch weiter auszubauen. Der Wert abgekürzter chemischer Behandlung ist noch eingehend nachzuprüfen. Die petrographische Untersuchung am Dünnschliff ist zugleich mit der mechanischen vorzunehmen.

2. Die mechanischen Prüfungsverfahren sind im Grundsatze beizubehalten, nur müssen sie einheitlich gestaltet werden. Der Versuch in der Devaltrommel soll neu aufgenommen werden. Als Zähigkeitsprüfapparat soll derjenige von Föppl angenommen werden.

3. Bei Gewinnung von Bewertungsmaßstäben hat es bisher an der Zusammenarbeit des Materialprüfungsfachmannes mit dem Straßenbauingenieur völlig gefehlt. Güteziffern können nur in engster Fühlung mit der Praxis gefunden werden. Es ist eine Zentralstelle zu schaffen — etwa wie der Research Board in Washington —, die die Richtlinien für die vorzunehmenden Prüfungen aufstellt und die Durchführung der Prüfungen überwacht und die an verschiedenen Stellen gefundenen Ergebnisse auswertet. Als solche Zentralstelle kommt in Frage der Deutsche Verband für Materialprüfung der Technik in Zusammenarbeit mit der Vereinigung technischer Oberbeamter deutscher Städte, des Deutschen Straßenbauverbandes, Verbandes der Landkreise und der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Als Dachverband ist auch das Reichsverkehrsministerium vielleicht geeignet, indem es die Federführung wie im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton übernimmt.

In der anschließenden Besprechung unterstrich der Leiter der Verhandlung, Prof. Memmler, den Mangel an Zusammenarbeit zwischen Materialprüfungswesen und Praxis, der auch auf anderen Gebieten des Bauwesens bestehe und die Arbeit auf diesen Gebieten erschwere. Geh. Reg.-Rat Prof. Otzen wies dann als Vorstandsmitglied der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau auf die dringende Notwendigkeit hin, die im Vortrage gegebenen Ziele unverzüglich weiterzuverfolgen. Er erwähnte, daß eine große Anzahl von Städten, Kommunalverwaltungen und Organisationen Nordwestdeutschlands auf seine Veranlassung hin bei dem Reichsverkehrsminister beantragt hätten, einen Prozentsatz aus der Einnahme der Kraftwagensteuer für das Straßenbauversuchswesen zur Verfügung zu stellen. Prof. Dr. Finkh von der Geologischen Landesanstalt, der die Mitberichterstattung zum Vortrage übernommen hatte, gab vom Standpunkte des Geologen noch einige Erläuterungen zu den vorgebrachten Tatsachen und Vorschlägen und stellte seine Mitarbeit zur Verfügung. Weitere Zustimmungen zu dem Inhalte des Vortrages und zu den Äußerungen des Geh. Rat Otzen gaben ab Prof. Burchartz, Berlin-Dahlem, Oberbaudirektor Leo, Hamburg, Dr.-Ing. Bösenberg, Düsseldorf.

Verwertung von getrocknetem Klärschlamm als Dungmittel. Über eine neue großzügige, auf wirtschaftlicher Grundlage aufgebaute Anlage zur Verwertung des abfallenden Klärschlammes aus den städtischen Abwasserreinigungsanlagen der Stadt Milwaukee der Vereinigten Staaten von Nordamerika gibt der Oberingenieur dieser Anlagen, Chalkley Hatton, interessante Mitteilungen. Der Klärschlamm, wie er aus den Absitzbecken gewonnen wird, hat einen Wassergehalt von etwa 98 %. Er wird im Vorwege mittels Oliver-Vakuum-Filters auf einen Wassergehalt von etwa 80 % gebracht. Der so gewonnenen dickflüssigen Masse wird durch Verdampfung das Wasser fast vollständig entzogen; es entsteht eine trockene pulverartige Masse, die nach der Untersuchung durch „The College of Agriculture of the Wisconsin State University" nur noch etwa 6 % Wasser, etwa 3,5 % Phosphorsäure, etwa 7 % Stickstoff als Nitrate und etwa 84 % unlöslichen Stickstoff enthält. Hatton schreibt:

„Wir haben in den drei letzten Jahren eingehende Untersuchungen angestellt, sowohl hinsichtlich des Dungwertes des abfallenden Schlammes als auch mit bezug auf die Möglichkeit des wirtschaftlichen Absatzes und Transportes. Die praktischen Versuche, die mit dem Schlamm als Dung bei den verschiedensten Bodenarten und Feldfrüchten gemacht worden sind, haben ein so außergewöhnlich gutes Ergebnis gehabt, daß die Verwaltung der Kläranlage Milwaukees noch vor der betriebsfertigen Herstellung der Trocknungseinrichtung, also am 15. Oktober 1925, die gesamte Erzeugung bis zum 1. Mai 1926 fest verkaufen konnte und sehr viele Bewerber, die sich später meldeten, abweisen mußte.

Die vorsichtig aufgestellte Wirtschaftsberechnung zeigt folgendes Bild:

Baukosten der Trockenanlage insgesamt 2 189 000 $

Verzinsung und Abschreibung für 1000 kg trockenen Schlammes	4,78 $
Erneuerung und Unterhaltung „ „ „ „ „	1,14 „
Kraft (Wärme und Kohlen) . „ „ „ „ „	3,46 „
Arbeitslohn . . . . . „ „ „ „ „	3,02 „
Anschaffungen . . . . . „ „ „ „ „	2,62 „
Gestehungskosten für 1000 kg getrockneten Schlammes	15,02 $

Der erzielte Verkaufspreis beträgt für 1000 kg 15,75 $. Wie man sieht, sind die Kosten einer solchen Anlage recht groß. Infolge des erzielten Verkaufspreises darf sie aber als angemessen wirtschaftlich und daher als werbend angesehen werden". N. B.

Silizierter Baustahl.[1]) In den letzten Monaten sind wiederholt Nachrichten über einen Stahl veröffentlicht worden, der den üblicherweise verwandten Stählen für Bauwerke überlegen erscheint, wie die mitgeteilten Festigkeitswerte zeigten. Besonders betont wurde, daß es sich um keinen legierten Stahl handelt, wohl mit Rücksicht darauf, daß bei unseren Edelstählen, die allerdings wegen des hohen Preises als Ersatz für gewöhnlichen Flußstahl nicht in Frage kommen, weit höhere Eigenschaften als die mitgeteilten nichts Neues darstellen. Dieser Stahl wurde bei der Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. J. C. Freund & Co. hergestellt, und zwar in einem sogenannten Bosshardt-Ofen.[2]) Die günstigen Eigenschaften, die der im Bosshardt-Ofen erzeugte Stahl hatte, sollten nach den Mitteilungen auf das Schmelzverfahren zurückzuführen sein. Als besonders bemerkenswert bei dem Stahl wurde hervorgehoben, daß die Streckgrenze im Verhältnis zur Festigkeit außerordentlich hoch liegt, höher als man es sonst bei unlegierten Kohlenstoff-Baustählen gewöhnt war. Bei dem Fachmann mußten diese Mitteilungen berechtigtes Aufsehen erregen, da bisher noch niemals festgestellt worden war, daß das Herstellungsverfahren, sei es Martin-, Thomas-, Tiegel- oder Elektroverfahren, gerade auf dieses Verhältnis einen besonderen Einfluß ausübt. Vielmehr ist es bekannt, daß eine Änderung dieses Verhältnisses nur hervorgerufen werden kann durch Änderung der chemischen Zusammensetzung, durch Vergüten oder besondere Art der Verarbeitung. Sehr bald stellte es sich denn auch heraus, daß dieser Stahl ein legierter Stahl war, und zwar war das Legierungselement das Silizium. Siliziumstähle sind aber durchaus nichts Unbekanntes. Insonderheit ist es den Metallurgen bekannt, daß durch Silizium die Elastizitätsgrenze bezw. die Streckgrenze wesentlich erhöht werden kann, und neben sehr vielen anderen Verwendungszwecken machte man von dieser Eigenschaft des Siliziums, vor allen Dingen bei der Herstellung von Federstählen, Gebrauch. Bei den Siliziumstählen, die heute Verwendung finden, handelt es sich im allgemeinen jedoch um solche mit etwas höherem Kohlenstoffgehalt, als ihn der sogenannte Freund-Stahl aufweist, wenn man von Dynamo- und Transformatorenmaterial absieht, bei dem das Silizium besonders mit Rücksicht auf die magnetischen und elektrischen Eigenschaften zugesetzt wird. Siliziumstähle mit niedrigem Kohlenstoffgehalt sind in neuerer Zeit nicht in großem Umfange hergestellt worden, dagegen sind solche vor längeren Jahren vielfach, um nur ein Beispiel herauszugreifen, für Schienen verwendet worden, außerdem ist er vielfach im Schrifttum erwähnt. Die umfangreiche Einführung dieser Stähle, insbesondere als Baustahl, ist wohl aber bis zum Jahre 1920 daran gescheitert, daß die Behörden nicht gewillt waren, die besseren Werte der physikalischen Proben auch restlos durch eine höhere Beanspruchung des Stahles in den Bauwerken auszunutzen. Auf diese Weise wurde für die höherwertigen Stähle eine Wirtschaftlichkeit nicht erreicht. Die Verhältnisse haben sich heute nach dieser Richtung geändert, wie das Beispiel der Deutschen Reichsbahn zeigt, die vor zwei Jahren zu der Verwendung eines höhergekohlten Stahles, des sogenannten St 48, übergegangen ist und auch der Frage des Siliziumstahles ein besonderes Interesse entgegenbringt. Aus all dem vorher Gesagten geht hervor, daß durch die verschiedensten bisherigen Veröffentlichungen eine Klarstellung der Verhältnisse für den Fachmann noch nicht gegeben war. Es ist deshalb besonders zu begrüßen, daß neuerdings von fachmännischer Seite die Frage des hochsiliziumhaltigen Baustahles einer Untersuchung unterzogen worden ist. Die in einer eingehenden Arbeit in der Zeitschrift „Stahl und Eisen" 1926, Bd. 46, Nr. 15, S. 493, veröffentlichten Ergebnisse beziehen sich auf sechs verschiedene Schmelzen, die in dem kleinen 3-t-Bosshardtofen bei der Freund-A.-G. hergestellt worden sind. Die Ergebnisse bestätigen die günstigen Erwartungen, die man an einen Stahl mit einem derartig hohen Si-Gehalt stellen kann, wenn auch die Werte nicht so hoch liegen wie die in den ersten Veröffentlichungen mitgeteilten. Die Mittelwerte der in dieser Veröffentlichung mitgeteilten physikalischen Werte sind folgende:

Zugfestigkeit etwa 51 kg/mm²,
Streckgrenze etwa 36 kg/mm²,
Verhältnis Streckgrenze : Zugfestigkeit etwa 69 %,
Dehnung etwa 28 %,
Einschnürung etwa 65 %.

Diese Werte entsprechen durchaus denen, die aus dem Schrifttum schon lange für Siliziumstähle der in Frage stehenden Zusammensetzung bekannt sind. Sie wurden, wie schon gesagt, an den im 3-t-Bosshardtofen erschmolzenen Stählen erhalten. Nun kann aber die Erschmelzung in so kleinen Öfen nicht beibehalten werden, wenn wirklich der Stahl in großem Umfange Verwendung finden soll. Man muß dann selbstverständlich zum Großbetrieb übergehen; und ob sich auch unter diesen Verhältnissen diese oder doch wenigstens annähernde Werte erreichen lassen, ist eine Frage, die von besonderer Bedeutung ist. Auch hierüber gibt uns die Veröffentlichung Aufschluß. Es sind nämlich auf verschiedenen Hüttenwerken einige Versuchschmelzen in einer Zusammensetzung, die ungefähr der von der Freund-A.-G. gewählten entspricht, in Martin-Öfen üblicher Bauart, in einem Elektroofen und in einer Thomasbirne erzeugt worden. Aus einem Vergleich dieser Ergebnisse geht deutlich hervor, daß die eingangs geäußerte Ansicht, wonach die Erhöhung der physikalischen Werte des Siliziumstahles gegenüber reinen Kohlenstoffstählen nicht etwa auf das Herstellungsverfahren, sondern auf den Legierungszusatz zurückzuführen ist, ihre volle Bestätigung findet. Denn die Werte der in den üblichen metallurgischen Apparaten hergestellten Stähle liegen durchaus in dem Rahmen dessen, was der in dem kleinen Bosshardtofen erzeugte Stahl leistet, so daß also der Schluß berechtigt ist, daß es möglich ist, auch in der Thomasbirne, im Siemens-Martin-Ofen üblicher Bauart, erst recht im Elektroofen ein Erzeugnis zu gewinnen, das in seinen Festigkeitseigenschaften hinter dem sogenannten Freund-Stahl nicht zurücksteht. Besonders bemerkenswert ist die Tatsache, daß es sich bei den in Vergleich gesetzten Schmelzungen der Hüttenwerke durchaus um erste Versuchschmelzungen dieser Zusammensetzung handelt. Weitere Erfahrungen der Stahlwerke lassen eine Verbesserung der bisher erzielten Werte erhoffen. Es ist deshalb wohl anzunehmen, daß dieser hochwertigere Stahl bald eine umfangreiche Verwendung für alle Zwecke, bei denen eine Höherwertigkeit des Stahles von Vorteil ist, finden wird.

[1]) Mitteilung des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 17, S. 237.

Die Schriftleitung.

Untersuchung von in Beton eingebetteten I-Trägern.[1]) An der Universität Ohio wird jetzt eine Reihe von Versuchen ausgeführt zur Klärung der Verbundwirkung von I-Trägern in Beton. Zum Teil entsprechen diese Versuche denen, die vor ein oder zwei Jahren an der Mc. Gill[2])-Universität gemacht worden sind, durch die gezeigt wurde, daß Beton bei gewöhnlichen Abmessungen der Flanschen-Einbettung, die bei Deckenbalken zum Schutze gegen Feuer oder Witterungseinflüsse angewendet wurde, in Verbundwirkung ähnlich wie Eisenbeton mit steifen Einlagen wirkt. Diese Wirkung wurde auch bei gelegentlichen Spannungsmessungen bei Fahrbahnträgern von Fahrbahntafeln in Straßenbrücken durch Prof. A. H. Fuller an der Iowa-Universität gezeigt. Bei den Versuchen in Ohio wurde eine Anzahl alter Walzträger und Blechträger, wovon einige stark verrostet und im Betriebe sehr geschwächt waren, in Beton eingebettet, indem man sie mit Drahtnetz umgab und Spritzbeton anwendete. Sowohl das elastische Verhalten als auch die Bruchlast der Balken bewiesen eine große verstärkende Wirkung des Betons. Ganz neue Profile zeigten ein ähnliches Ergebnis.

Diese Nachricht sollte ein Ansporn für uns in Deutschland sein, endlich auch hier die durchaus erforderlichen Versuche anzustellen. Bei Bauten größeren Umfanges, wo es sich stets um viele Tausende von Quadratmetern Deckenfläche handelt, könnten außerordentliche Ersparnisse an Eisen erzielt werden. Bis jetzt geht der unnötige Mehraufwand an Eisen unserem Volksvermögen verloren. Ein Hinweis darauf befindet sich bereits in meinem Bericht in der „Bautechnik" 1925, Heft 23, S. 303.

Dr.-Ing. Luz David.

[1]) Nach Eng. News-Rec. 1926, Nr. 25.
[2]) Über diese von Prof. Makay ausgeführten Versuche vergl. meinen Bericht im „Bauingenieur" 1926, Heft 6, S. 117.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Mestwerdt, Werkdirektor des E. A. W. Sebaldsbrück, als Mitglied zur R. B. D. Hannover und Moeller, Werkdirektor des E. A. W. 1 Darmstadt, als Mitglied zur R. B. D. Frankfurt (Main), die Reichsbahnräte Gustav Wagner, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Trier, zum E. B. A. 1 Breslau, Regula, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Osnabrück, zur R. B. D. Elberfeld, Nolte, Werkdirektor des E. A. W. 1 Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), Ammermann, Werkdirektor des E. A. W. 1 Paderborn, als Werkdirektor zum E. A. W. 2 Darmstadt, Friedmann, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Wittenberge, als Werkdirektor zum E. A. W. Osnabrück, Hermann Schmidt, Werkdirektor des E. A. W. Osnabrück, als Werkdirektor zum E. A. W. 1 Paderborn, Kott, Vorstand des E. W. A. Betzdorf, als Mitglied zur R. B. D. Cassel, Gellhorn, Mitglied der R. B. D. Cassel, als Mitglied zur R. B. D. Altona, Melcher, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Oels, zur R. B. D. Breslau, Linder, bisher Abnahmebeamter in Altena (Westf.), nach Oppeln als Leiter einer Abteilung beim E. A. W., Wibel, Referent der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Referent zur R. B. D. Nürnberg und Roßbach, Referent der R. B. D. Nürnberg, als Referent zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), sowie die Reichsbahnbaumeister Niederstraßer, bisher bei der R. B. D. Breslau, nach Oels als Leiter einer Abteilung beim E. A. W. und Helberg, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, nach Sebaldsbrück als Leiter einer Abteilung beim E. A. W.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Dieckmann, bisher beurlaubt, die Stellung als Vorstand des E. V. A. Limburg (Lahn) und dem Reichsbahnrat Robert Wagner, Werkdirektor des E. A. W. 2 Darmstadt, die Stellung als Werkdirektor beim E. A. W. 1 daselbst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Otto Wolff, Mitglied der R. B. D. Berlin, und der Reichsbahnrat Jakob Jordan, Vorstand des E. B. A. Worms.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Schwabe bei der Hauptverwaltung in Berlin, Reichsbahnrat Küttner, Vorstand der Bezirksinspektion 1 Oldenburg und Reichsbahnamtmann Kniepändl bei der Betriebsinspektion Weiden (Opf).

INHALT: Die Instandsetzung der Staatsstraßen in Bayern, Baden und Sachsen nach den amtlichen Berichten. — Tunnelumbau in quellendem Gebirge. (Schluß.) — Hydromechanische Energie-Umwandlung. — Rechenvorschrift zur Auflösung symmetrischer Elastizitätsgleichungen. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Braunschweig. — Vom englischen Oberbau. — Vom Bau des Hauptwehres bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus. — Hölzerne Druckrohrleitung von 4,90 m Lichtweite. — Vortrag von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann über Straßenbaustoffe. — Verwertung von getrocknetem Klärschlamm als Dungmittel. — Silizierter Baustahl. — Untersuchung von in Beton eingebetteten I-Trägern. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 23. Juli 1926 Heft 32

Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

Die nordischen Länder stellen der Brückenbaukunst große Aufgaben. Es sei nur an die große, jetzt in der Ausführung begriffene Brücke über die Arstabucht bei Stockholm,[1]) an die im Jahre 1924 vollendete Lidingöbrücke bei Stockholm,[2]) an den Wettbewerb für Entwürfe zu einer Brücke über den Limfjord bei Aalborg[3]) und an den geplanten Bau der Brücke über den Kleinen Belt erinnert.

Dieser Aufgabenkreis ist durch den Wettbewerb, den die Stadt Kopenhagen im Januar 1925 zur Erlangung von Entwürfen zu einer Hochbrücke über den Hafen zur Verbindung der beiden Stadtteile Amager und Seeland ausgeschrieben hat, erweitert worden.

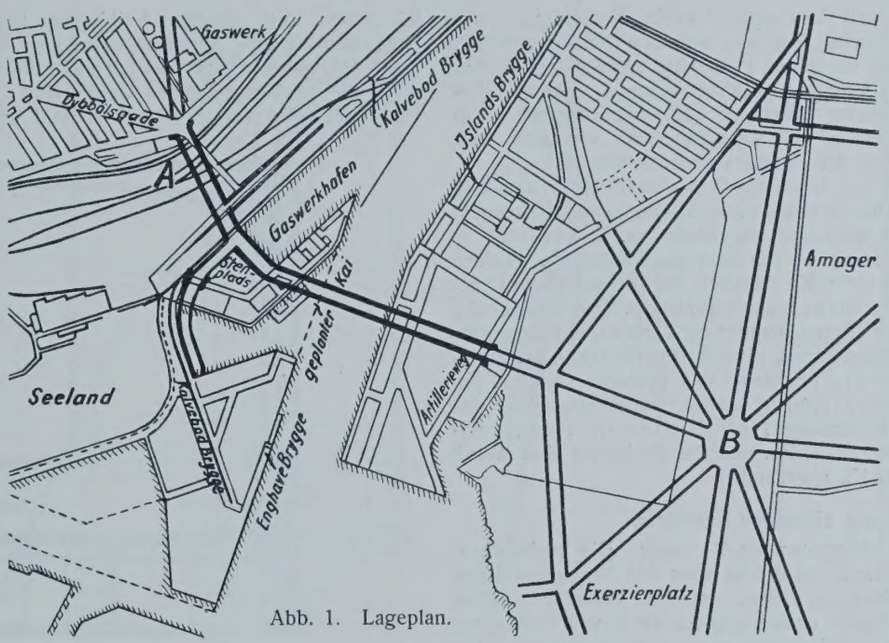


Abb. 1. Lageplan.

Nach dem von dem Stadtingenieur Karsten aufgestellten allgemeinen Plane soll das Straßenkreuz bei der Dybbölsgade (*A* in der Abb. 1) auf der Seelandseite mit dem zukünftigen Straßenkreuz (*B* in der Abb. 1) auf der Amagerseite verbunden werden. Der Hafen muß dabei mit einer Hochbrücke überbrückt werden, und der mittelste Teil dieser Brücke muß als Durchlaß für einzelne Schiffe mit sehr großer Masthöhe als bewegliche Brücke ausgebildet werden. Die von dem Stadtingenieur vorgeschlagene Lage der Brücke ist in der Abb. 1 in besonders dick ausgezogenen Linien dargestellt. Mit etwas weniger starken Strichen sind die vom Stadtingenieur in Aussicht genommenen Rampen und neuen Straßenzüge angedeutet. Die bestehenden Anlagen sind mit schwachen Strichen wiedergegeben. Die vorgeschlagene Lage der Brücke war für die Wettbewerber nicht bindend. Es war aber empfohlen, den Gaswerkhafen nicht quer mit der Brücke zu durchschneiden, um nicht an Kailänge in diesem Hafen zu verlieren, und den Haupthafen nach Möglichkeit rechtwinklig zu kreuzen. Die Brücke soll in ihrer ganzen Länge eine 12 m breite Fahrstraße, zwei 2 m breite Radfahrwege und zwei 3 m breite Fußsteige erhalten. Die Radfahrwege sollen unmittelbar neben dem Fahrweg liegen, so daß die Radfahrwege später ohne weiteres in die Fahrstraße einbezogen werden können. Die Straßenbreite der Rampen soll 25 m betragen. Der Enghave-Brygge-Kai soll später bis zur Kaispitze des Gaswerkhafens verlängert werden. Der westliche Landpfeiler der Brücke soll 18 m hinter der Vorderkante dieses geplanten Kais und der östliche Landpfeiler ebensoviel Meter hinter der Vorderkante des östlichen Kais des Haupthafens liegen. Im geschlossenen Zustande der beweglichen Brücke soll auf eine Breite von 32 m eine freie Höhe von 21,5 m vorhanden sein; im geöffneten Zustande soll auf die gleiche Breite die freie Durchfahrthöhe 55 m betragen. Im Haupthafen sollen so wenig Pfeiler wie möglich angeordnet werden. Von der Hochbrücke aus müssen gute Verbindungen mit den Kaistraßen auf beiden Seiten des Hafens für Fußgänger und Wagen durch Rampen oder durch Aufzüge geschaffen werden. Die Steigungen dürfen in der Geraden und in Krümmungen mit einem Halbmesser von 200 m und darüber 1:35, in Krümmungen mit einem Halbmesser von 100 bis 200 m 1:40 und in schärferen Kurven 1:80 nicht übersteigen. Über die Brücke soll eine zweigleisige Straßenbahn geführt werden.

Die Wettbewerbsbedingungen verlangten keinen ausführlichen Entwurf der ganzen Anlage, vielmehr allgemeine Vorschläge, die aber immerhin so erschöpfend sein sollten, daß der Wert des Entwurfes richtig beurteilt werden konnte. Verlangt waren ein Lageplan der Brücken mit allen Rampen und Aufzügen zur Verbindung mit den Straßen auf beiden Seiten, ein Längsschnitt durch die Brückenanlage von dem Wegkreuz *A* auf der Seelandseite bis zum Artillerievej auf der Amagerseite, bauliche Einzelheiten und überschlägliche Festigkeitsberechnungen für die Hochbrücke und ein Kostenanschlag für die Brückenanlage vom Wegkreuz *A* auf der Seelandseite bis zum Wegkreuz *B* auf der Amagerseite einschließlich der Verbindungen zwischen der Brücke und den Kaistraßen, aber ausschließlich der Verbindungen nach den Straßen östlich von Island Brygge.

Für die preisgekrönten Entwürfe standen 35 000 Kronen zur Verfügung. Es waren drei Preise in Aussicht genommen, deren erster mindestens 15 000 Kronen betragen sollte. Dem Beurteilungsausschuß stand es frei, weitere gute Entwürfe für je 2000 Kronen anzukaufen.

Zum 1. September 1925 wurden fristgemäß 33 Hauptentwürfe mit einigen Nebenentwürfen eingeliefert. Für den festen Teil der Hochbrücke sind Hängebrücken, Bogenbrücken und Balkenbrücken in den mannigfachsten Formen vorgeschlagen, als Baustoff Eisen und Eisenbeton. Für den beweglichen Teil der Hochbrücke sehen 23 Entwürfe eine zweiflügelige Klappbrücke, 1 Entwurf eine einflügelige Klappbrücke und 11 Entwürfe Hubbrücken vor. Zur Verbindung zwischen der Hochbrücke und den Kaistraßen sind Rampen und Aufzüge vorgeschlagen worden. In einigen Entwürfen ist auf der Amagerseite eine schraubenförmige Rampe in einem Rampenturm oder eine spiralförmige offene Rampenbrücke geplant. Ein einzelner Entwurfsverfasser schlägt solche Verbindungen zu beiden Seiten des Hafens vor. Für die endgültige Beurteilung sind die Kostenüberschläge auf eine vergleichbare Grundlage dadurch gebracht worden, daß in allen Entwürfen die Verbindungen mit dem umliegenden Gebiet der Brücke einigermaßen gleich gemacht wurden. Für die Beurteilung waren außer der Zweckmäßigkeit und Schönheit der Brückenanlage an und für sich auch folgende Punkte maßgebend: Das Wegkreuz *A* auf der Seelandseite soll so wenig wie möglich in seiner jetzigen Höhenlage verändert werden, um die einmündenden Straßen nicht heben zu müssen. Die Höhe der Brücke über Kalvebod Brygge soll gering sein, um die hier abzweigenden Rampen kurz halten zu können, da sonst in den Verbindungen der Kaistraße mit dem Bahngelände Schwierigkeiten entstehen. Da also die Fahrbahnoberkante über dem Hafengelände niedrig liegen muß, anderseits das Durchfahrtprofil für die Eisenbahnfahrzeuge unter der Brücke gewahrt werden muß, kommen über dem Bahngelände nur Brückenkonstruktionen mit geringer Bauhöhe in Frage. Die Übersichtlichkeit der Bahnanlagen erfordert außerdem eine Beschränkung der Zahl der Unterstützungen der Brücke über dem Bahngelände. Ein Rampenturm oder eine Spiralbrücke als Verbindung zwischen der Hochbrücke und dem angrenzenden Gelände ist

[1]) „Der Bauingenieur" 1920, Heft 1 u. f.

[2]) „Die Bautechnik" 1924, Heft 37 u. f. und „Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm", Sonderdruck aus der „Bautechnik". Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) „Der Bauingenieur" 1921, Heft 12 u. f.

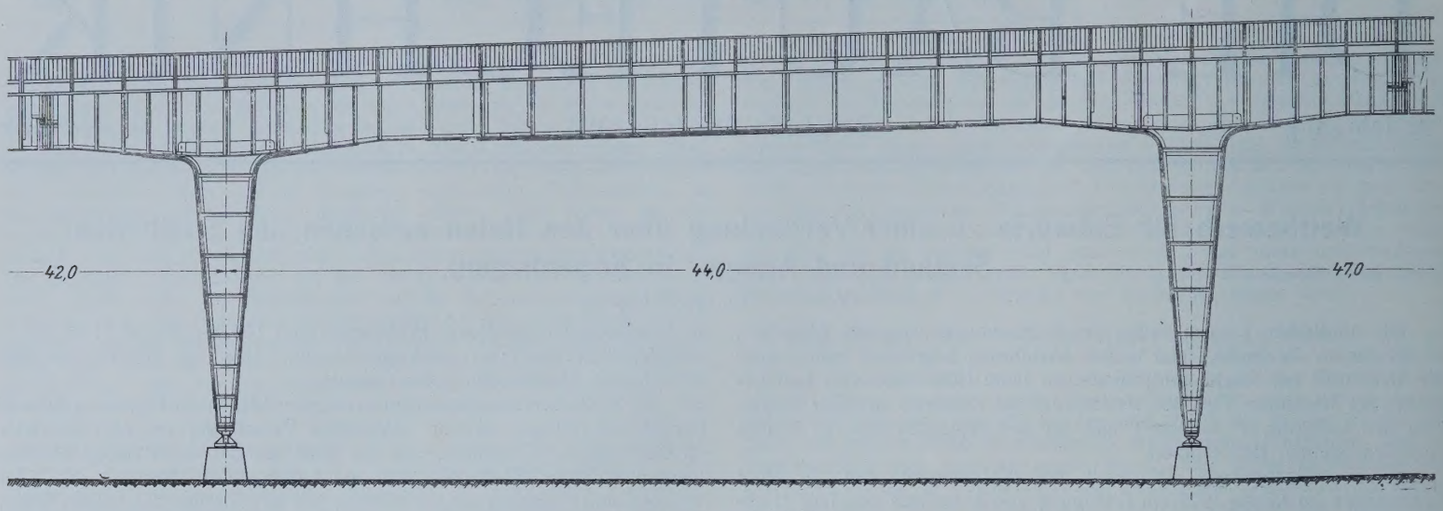


Abb. 2. Rampenbrücken.

deshalb nicht zu empfehlen, weil der Fußpunkt solcher Verbindungen nur für ein ganz kleines Gebiet günstig liegt und von dem weitaus größeren Gebiete viel größere Wege bis zu diesem Fußpunkte zurückgelegt werden müssen als bis zum Fußpunkte günstig geführter Rampen. Für den Verkehr im Hafen ist es von großer Bedeutung, daß unter der Brücke in ganzer Breite des Hafens dieselbe freie Durchfahrthöhe wie unter dem geschlossenen beweglichen Teil der Brücke vorhanden ist.

Der Beurteilungsausschuß hat den ersten Preis von 15000 Kr. dem Entwurf „1925“ zugesprochen. Die Verfasser dieses Entwurfes sind: Architekt Professor Anton Rosen in Kopenhagen, Ingenieur Chr. B. Petersen in Kopenhagen und Gutehoffnungshütte in Sterkrade (Rheinland). Je einen zweiten Preis im Betrage von 10000 Kr. erhielten der Entwurf „Bifrost“ der Verfasser Dr. techn. Chr. Nökkentved und Ingenieur S. Friid Jespersen in Kopenhagen und der Entwurf „Beslutsomhed“ der Verfasser Ingenieurfirma Christiani & Nielsen in Kopenhagen, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg bei Mainz und Professor Architekt Kai Gottlob in Kopenhagen. Der Entwurf „Alfa“ der Bauingenieurfirma Monberg & Thorsen in Kopenhagen, der Flender-Aktiengesellschaft für Brückenbau in Benrath a. Rh. und des Professors Karl Wach in Düsseldorf wurde für 2000 Kr. angekauft.[4])

Beschreibung einzelner Entwürfe.

1. Entwurf „Alfa“ der ebengenannten Verfasser. Die vorhandene, auf den Platz *A* (Abb. 1) einmündende Brücke über den Eisenbahnanlagen glauben die Verfasser erhalten zu sollen, um den Verkehr zwischen Kalvebod Brygge und Dybbölsgade unabhängig von der neuen Verbindung zu machen und damit die neue Anlage von vornherein zu entlasten. Die Einmündung der neuen Verbindung in das Straßenkreuz *A* ist deshalb so weit nach Westen verschoben worden, daß die bestehende Brücke nicht berührt wird. Sonst ist im allgemeinen die neue Verbindung — abgesehen von den Seitenrampen — nach dem Vorschlage des Stadtingenieurs (Abb. 1) geführt worden. Die Verbindung der Hochbrücke mit dem dem Hafen unmittelbar benachbarten Gelände ist nicht durch Rampen, sondern allein durch Aufzüge hergestellt worden. Die Verfasser führen für diese Wahl wirtschaftliche und ästhetische Gründe ins Feld. Der Überbau der Brückenanlage ist in Eisenkonstruktion gehalten, und zwar aus ästhetischen Rücksichten in vollwandiger Ausbildung. Die Hauptträger der beiderseitigen Rampenbrücken, die zur Hochbrücke über dem Hafen hinaufführen, liegen unter der Fahrbahn und sind mit ihren Stützen zu rahmenartigen Gebilden vereinigt. In jedem zweiten Gefach sind Gelenke eingeschaltet (Abb. 2). Der Hafen wird von zwei 90,3 m weit gestützten Überbauten, die eine Vereinigung von vollwandigem Balken mit vollwandigem, sich nach der Mitte verjüngendem Bogenträger darstellen, und zwischen beiden von einer Klappbrücke mit vollwandigen Hauptträgern überbrückt (Abbild. 3). Das breite Band der vollwandigen Hauptträger der Rampenbrücken findet in den vollwandigen unteren Teilen der großen Überbauten und in den vollwandigen Trägern der Klappbrücke seine Fortsetzung. Die ganze Brückenanlage wird durch dieses stark betonte Band gut zusammengefaßt. Bei den Rampenbrücken nehmen die Stützweiten der Hauptträger mit wachsender Höhe aus wirtschaftlichen und ästhetischen Rücksichten zu (Abb. 2). Die Breite des Fahrdammes, der Radfahrwege und der Fußgängersteige ist die vorgeschriebene. Bei den Rampenbrücken, bei denen, wie schon erwähnt, die Hauptträger unter der Fahrbahn liegen, beträgt demnach die Gesamtbreite 22 m. Fünf Hauptträger stützen die Fahrbahn und die Fußgängersteige. Bei den beiden großen Überbauten über dem Hafen ist die Gesamtbreite mit Rücksicht auf die beiden über die Fahr-

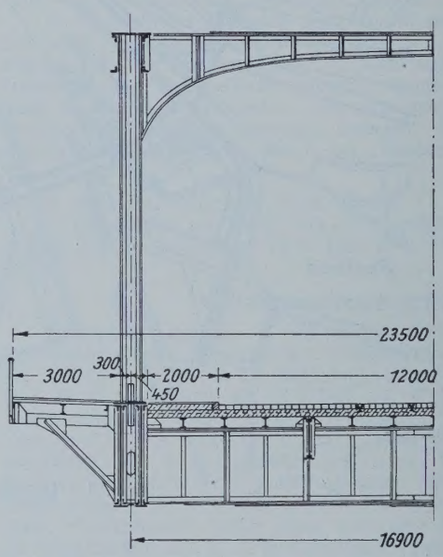


Abb. 4. Querschnitt durch einen der beiden großen Überbauten über dem Hafen.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 19, S. 284.

Abb. 3. Ansicht der Brücke über den Hafen.

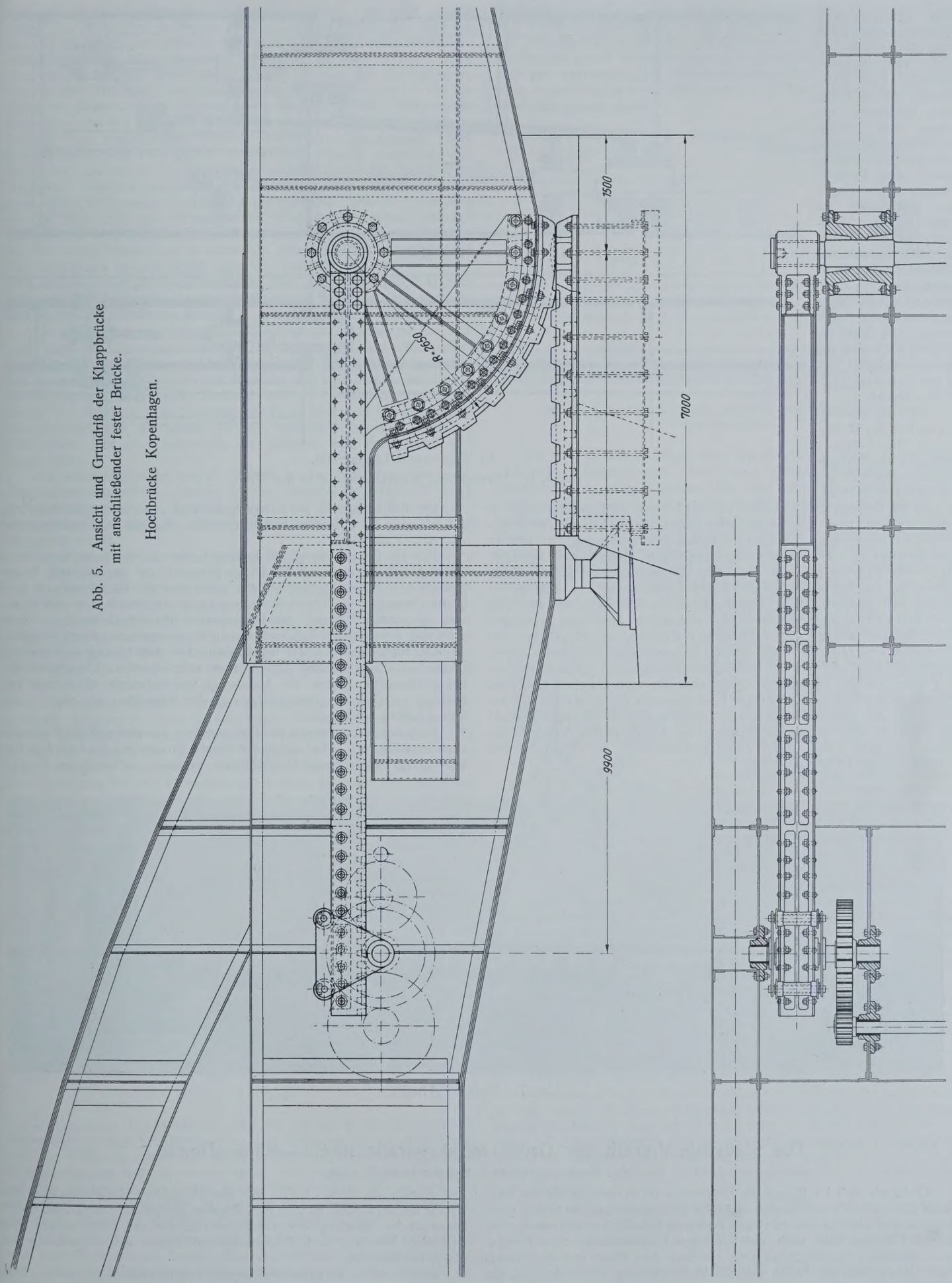
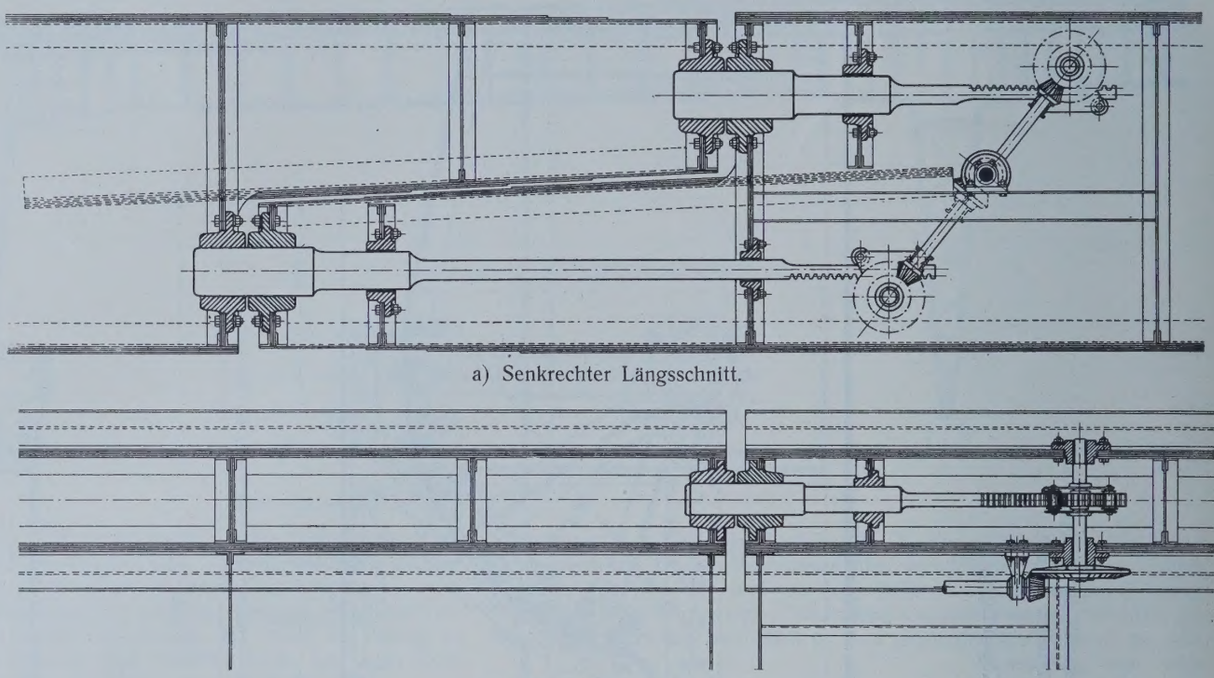


Abb. 5. Ansicht und Grundriß der Klappbrücke mit anschließender fester Brücke.

Hochbrücke Kopenhagen.

bahn hinausragenden Hauptträger auf 23,5 m vergrößert (Abb. 4). Die Fahrbahndecke besteht aus Holzpflaster, das von Beton und Belageisen getragen wird. Beton und Belageisen setzen sich in derselben Stärke unter den Radfahrwegen, deren Decke aus Gußasphalt auf einer leichten Bimsbetonschicht besteht, fort. Bei einer späteren Verbreiterung der Fahrbahn wird diese Bimsbetonschicht entfernt und durch Holzpflaster ersetzt. Die Decke der Fußsteige besteht aus Eisenbetonplatten mit 2 cm starker Gußasphaltschicht.

Für den beweglichen Teil der Brücke haben die Verfasser geglaubt, einer Klappbrücke aus ästhetischen Gründen vor einer Hubbrücke den Vorzug geben zu sollen, weil bei letzterer die hohen Hubtürme in das Brückenbild eine starke Disharmonie hineingebracht hätten. Die Klappbrücke ist zweiflügelig und nach der Bauart Scherzer ausgebildet (Abb. 5). Die Rollkränze sind an den doppelwandigen Hauptträgern befestigt. Außerhalb letzterer greift in der Achse der Rollsegmente je eine Zahnstange an, die von einem in der festen Brücke gelagertem Zahnradvorgelege bewegt wird. Beide Klappenhälften werden nach der, von Voß und Schwyzer angegebenen, sehr wirksamen Anordnung verriegelt (Abb. 6). Die Bewegungsvorrichtung der Klappen, der Riegel und der Schranken wird elektrisch angetrieben. Endausschalter stellen die Stromzuführung am Ende jeder der einzelnen Bewegungen ab und schalten den Strom für die nächste Bewegung ein. So wird z. B. am Ende des Schließens der Klappen von einem Endausschalter der Strom für den Antriebmotor der Klappen ausgeschaltet und zugleich durch einen Kontakt der Strom für den Riegelmotor freigegeben. Am Ende der Verriegelungsbewegung wird wieder durch einen Endausschalter der Strom für den Schrankenmotor freigegeben.



a) Senkrechter Längsschnitt.

b) Wagerechter Längsschnitt.

Abb. 6. Verriegelung der Klappbrücke in der Mitte.

Die Fahrbahndecke der Klappbrücke wird von einem geteerten Hanfseilgurtbelag auf hölzernen Bohlen gebildet. Radfahr- und Fußwege sind mit Bohlen abgedeckt.

Für die Überbrückung des Hafens haben die Verfasser noch einen anderen bemerkenswerten Vorschlag gemacht, der in der Abb. 7 dargestellt ist. Dieser Vorschlag sieht beiderseits der Klappbrücke je zwei große Öffnungen vor, die von vollwandigen, durchlaufenden und 91,7 m weit gestützten Trägern mit Hängegurten überbrückt werden. Diese ästhetisch befriedigende Lösung verteuert die Anlage naturgemäß erheblich.

Das Preisgericht hat der brückenbautechnischen Lösung des Entwurfes „Alfa“ volle Anerkennung gezollt, aber wohl nicht mit Unrecht in verkehrstechnischer Hinsicht die Anordnung von Aufzügen als einzige Verbindung zwischen der Hochbrücke und den Kaistraßen als nicht genug leistungsfähig bemängelt.

Nach den Feststellungen des Preisgerichtes belaufen sich die Baukosten nach dem Entwurf „Alfa“ auf 10,8 Millionen Kronen und die nach dem Entwurf „Flugt“ (Abb. 7) auf 15,3 Millionen Kronen. (Fortsetzung folgt.)

Abb. 7. Variante „Flugt“.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau.

Von Regierungsbaurat **E. Salisko** in Regensburg.

Gleichwie sich im Kriege die Erkenntnis der Notwendigkeit des Ausbaues der süddeutschen Großwasserkräfte bahnbrach, gab der Krieg auch den unmittelbaren Anstoß zu einem seiner wirtschaftlichen Bedeutung und seinem Umfange nach noch weit größeren Unternehmen: zum Ausbau einer modernen Großschiffahrtstraße zwischen dem Rhein und der Donau. Zwei Unternehmungen haben sich die Verwirklichung dieser Aufgabe als Ziel gesetzt; die Neckar A.-G.“ will eine Verbindung des Rheins über den Neckar mit der Donau bei Ulm verwirklichen, die „Rhein-Main-Donau A.-G.“ bezweckt die Schaffung einer Großschiffahrtstraße von Aschaffenburg über Bamberg—Nürnberg nach Regensburg und Passau unter Benutzung des Mains bis Bamberg.

Letzterer Plan ist gerade für Bayern von besonderer Bedeutung; liegt

doch die Großschiffahrtstraße „Rhein—Main—Donau“ auf ihrer ganzen Länge von rd. 600 km in Bayern. Schon der Bau bietet der Industrie und der längs der Großschiffahrtstraße ansässigen Bevölkerung reiche Verdienstmöglichkeit. Von besonderer Bedeutung ist, daß in ihrem Zuge Wasserkräfte in Höhe von nahezu 250 000 PS mit einer Jahresleistung von rd. 1500 Mill. kWh gewonnen werden können. Bayern ist von der Natur mit Bodenschätzen ziemlich stiefmütterlich bedacht. Seine große Entfernung von den erz- und kohlereichen Gewinnungszentren stand der Bildung einer ausgedehnten Industrie im Wege. Die geplante Großschiffahrtstraße wird auch Bayern billigen Rohstoffbezug, namentlich vom Rhein her, und damit die Ansiedlung großer industrieller Anlagen ermöglichen. Darüber hinaus ist aber dieses Werk für ganz Deutschland von größter Bedeutung; durch die außerordentlich günstige Verbindung des an land- und forstwirtschaftlichen Erzeugnissen reichen Südosten Europas mit dem industriereichen Westen ist ein reger Güteraustausch auf dem neuen Wasserwege zu erwarten. Gerade jetzt, da unsere schwer daniederliegende Industrie gezwungen ist, neue Absatzgebiete zu suchen, wird die kommende Großschiffahrtstraße einen billigen Verkehrsweg nach dem nahen Osten geben, der zurzeit für unsere Industrie wohl noch die besten Absatzmöglichkeiten bietet.

Ein Unternehmen von derartigem Umfange ist natürlich nur im Verlauf einiger Jahrzehnte durchführbar. Das Bauprogramm der „Rhein-Main-Donau A.-G.“ zerfällt in zwei Abschnitte. Der erste umfaßt den Ausbau des Mains von Aschaffenburg bis Bamberg und der Donau von Passau bis Regensburg; im zweiten Abschnitt wird die Ausführung der Kanalstrecke von Bamberg über Nürnberg bis Regensburg und die Herstellung des Lechzubringers stattfinden, der die Scheitelhaltung des Kanals im Fränkischen Jura mit Lechwasser für Betriebs- und Kraftzwecke versorgen soll.

Ein bedeutungsvoller Schritt vorwärts in der Ausführung des ersten Bauprogrammabschnittes geschah an der Jahreswende 1924/1925 durch die Inbetriebnahme der Staustufe Viereth am Main bei Bamberg, der ersten Stauanlage im Zuge der Großschiffahrtstraße, die dem Verkehr übergeben wurde.

Der Main ist von seiner Mündung in den Rhein bis Aschaffenburg durch Kanalisierung bereits als Großschiffahrtstraße ausgebaut. Der Ausbau der Strecke von Aschaffenburg bis Bamberg geschieht in der Hauptsache ebenfalls durch Kanalisierung. Der Großschiffahrtweg wird natürlich von Aschaffenburg mainaufwärts vorgetrieben; wenn trotzdem die Stauanlage Viereth bei Bamberg als erste in Angriff genommen wurde, so erklärt sich dies daraus, daß das einige Kilometer oberhalb gelegene Bischberger Wehr, das hierdurch ersetzt wird, baufällig war und unbedingt hätte erneuert werden müssen.

Allgemeine Beschreibung. Die Staustufe Viereth liegt rd. 8 km unterhalb Bamberg in einem 1,2 km langen Durchstich, der eine scharfe, für die Großschiffahrt nicht verwendbare Mainschleife abschneidet. Es gelang auf diese Weise, sämtliche Kunstbauten im Trockenen und in offener Baugrube auszuführen. Die Hauptbestandteile der Anlage sind das Walzenwehr mit zwei Öffnungen von je 30 m, das einen hydrostatischen Stau von 6 m erzeugt, auf der einen Seite anschließend die Schleppschleuse, auf der andern in der Verlängerung der Wehrachse das Krafthaus (Abb. 1). Diese Grundrißanordnung wird im allgemeinen bei sämtlichen Mainstaustufen wiederkehren.

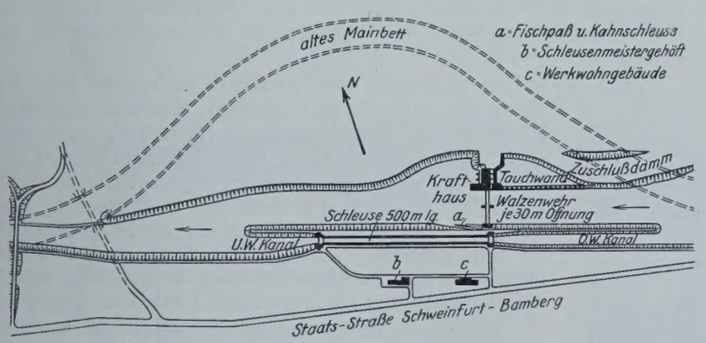


Abb. 1. Lageplan.

Untergrundverhältnisse. Für die Gründung der Kunstbauten fanden sich günstige Verhältnisse vor. Das Wehr, das Schleusenoberhaupt und das Krafthaus stehen auf weißem Keupersandstein, der allerdings ziemlich rissig ist und viel Wasser führt. Die übrigen Kunstbauten sind auf dem darüberliegenden roten Keuperletten fundiert, der an sich als guter Baugrund zu betrachten ist, aber die unangenehme Eigenschaft hat, daß er bei Berührung mit Wasser und Luft schmierig wird.

Wehr. Infolge der Untergrundverhältnisse erwies sich beim Wehr und beim Krafthaus ein Schutz durch Spundwände als undurchführbar. Um gegen Durchsickerungen völlig gesichert zu sein, sind oberhalb der Wehrschwelle und am Ende des Sturzbodens ebenso wie vor und hinter dem Krafthaus Herdmauern in den guten Fels eingebunden. Die Form der Wehrschwelle ist aus Abb. 2 ersichtlich; ein 25 m langer Sturzboden mit Holzbelag auf Betonunterlage und anschließendem schweren Steinwurf soll Kolkungen vom Wehrkörper fernhalten. Bis jetzt sind Kolke nicht aufgetreten, obwohl schon mehrere größere Hochwässer durch das Wehr abgegangen sind.

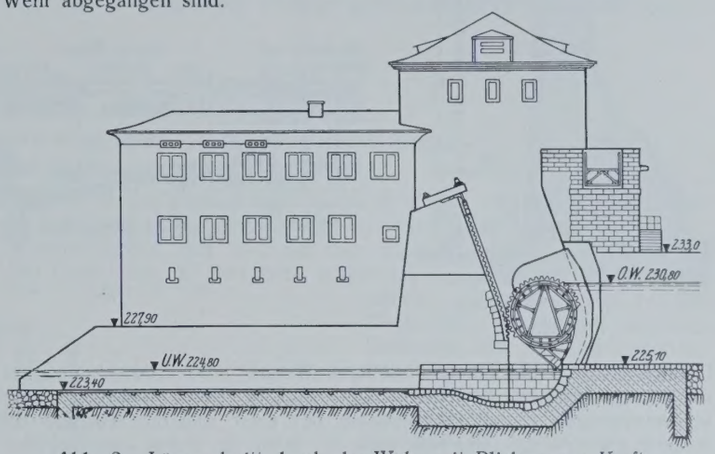


Abb. 2. Längsschnitt durch das Wehr mit Blick gegen Kraft- und Schalthaus.

Als Wehrverschluß dienen zwei Walzen von je 30 m lichter Weite und 4,50 m Durchm. mit einem nach abwärts führenden schnabelförmigen Ansatz. Das Bestreben, das hinter dem Wehr sich sammelnde Treibzeug und vor allem Eis über das Wehr abführen zu können, ohne im Interesse der Schiffahrt und der Wasserkraftausnutzung einen erheblichen Teil des Staues zu verlieren, sowie der Wunsch nach möglichst genauer Feinregelung des Staues führten auf Vorschlag der MAN, Gustavsburg, zu einer Neukonstruktion, die in Viereth zum erstenmal in Betrieb genommen wurde. Während die bisher gebauten Walzen auf der Wehrschwelle fest aufsaßen, liegt hier der Walzenschnabel federnd an der Wehrschwelle an und kann an ihr vorbeigleiten. Es ist dadurch möglich, die Walze um 1,10 m unter die Normallage abzusenken. In der Normalstellung der Walze wird die Dichtung an der Wehrschwelle dadurch erzielt, daß am Ende des Walzenschnabels ein an einem federnden Blech befestigter Eichenholzbalken durch den Druck des Oberwassers gegen die eisenbewehrte Wehrschwelle gepreßt wird (Abb. 3).[1]) Diese Art der Dichtung hat sich bisher vorzüglich bewährt. Die Walzen schließen nahezu vollkommen dicht. Auch bei dem starken Eistreiben und der großen Kälte im Dezember 1925 ergaben sich keinerlei Anstände. Wird die Walze abgesenkt, so gleitet der Walzenschnabel mit dem Dichtungsholz an der Wehrschwelle vorbei, wobei ein Spalt von einigen Zentimetern Breite zwischen der Wehrschwelle und dem Walzenschnabel frei wird. In abgesenktem Zustande ist indes auch ein völlig dichter Abschluß nicht erforderlich.

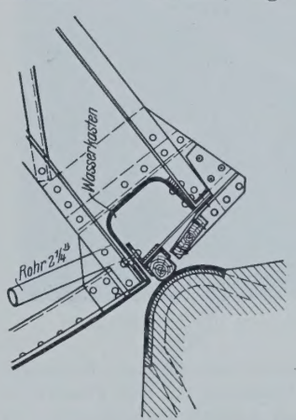


Abb. 3. Schnitt durch die Dichtung der Walze an der Wehrschwelle.

Die Windwerke für die beiden Walzen stehen auf dem gemeinsamen Mittelpfeiler. Für jede Walze ist ein Hubmotor von 24,5 PS vorhanden, mit dem die rd. 150 t schwere Walze in 10 Minuten um 1 m gehoben oder gesenkt werden kann. Zum Heben der Walze aus der tiefsten in die höchste Lage, bei der über dem HHW noch eine Schwimmtiefe von 0,70 m vorhanden ist, sind 85 Minuten erforderlich. Endausschalter schützen vor einem Überschreiten der Endstellungen. Falls der elektrische Strom für den Antrieb der Motoren versagen sollte, kann die Walze von Hand bewegt werden. 4 Mann brauchen dann für einen Hub von 1 m 200 Minuten. Der Antriebspfeiler und der zwischen Schleuse und Wehr stehende Landpfeiler haben je eine Breite von 5 m und eine Länge von rd. 17 m. Ein 2,50 m breiter eiserner Verbindungssteg führt über das Wehr hinweg zum Krafthaus.

Schleuse. Für die Ausmaße der Schleppzugschleuse war der für die Großschiffahrtstraße vorgesehene Regelschleppzug maßgebend, der am Main aus einem Dampfer mit drei Kähnen von je 1200 t Tragfähigkeit im

[1]) Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, S. 69, Abb. 14.

Anhang besteht; dadurch ergab sich für die Schleuse eine nutzbare Länge von 300 m und eine nutzbare Breite von 12 m. Die Wassertiefe in der Schleuse beträgt 3 m unter UW. Die Wände der Schleuse sind gemauert mit einem vorderen Anlauf von 1 : 20. Die Kammermauern sind so be-

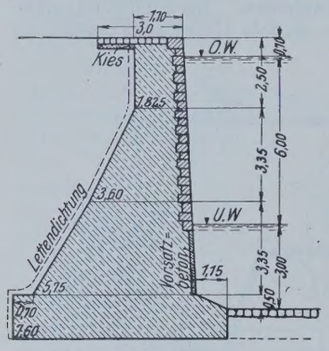


Abb. 4. Kammermauerquerschnitt.

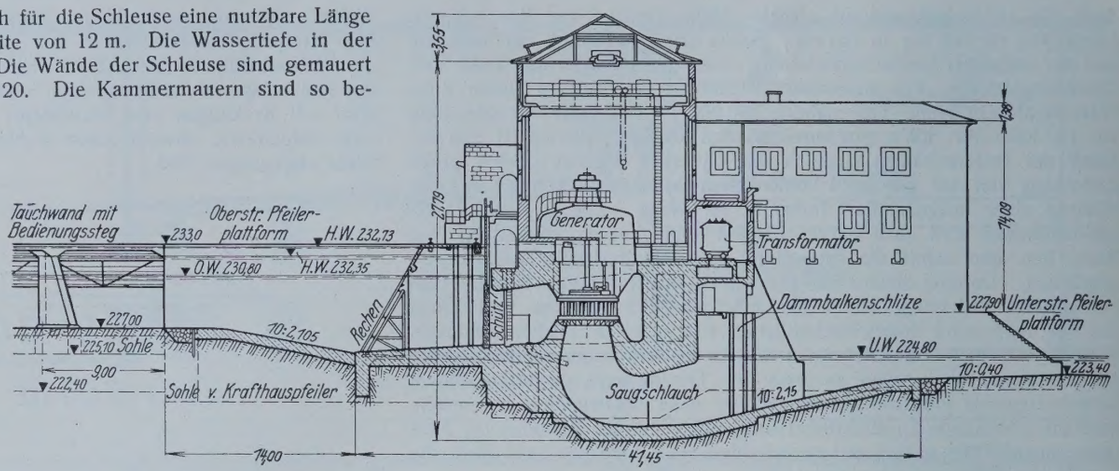


Abb. 7. Querschnitt durch das Krafthaus.

rechnet, daß sie bei einem einseitigen Wasser- oder Erddruck und bei durchfeuchtetem Erdreich standfest sind (Abb. 4). Diese Forderung mußte schon deswegen gestellt werden, um bei einer späteren etwaigen Erweiterung der Anlage die zweite Schleuse neben der ersten ohne Betriebsunterbrechung ausführen zu können. Die Sohle der Schleuse ist lediglich

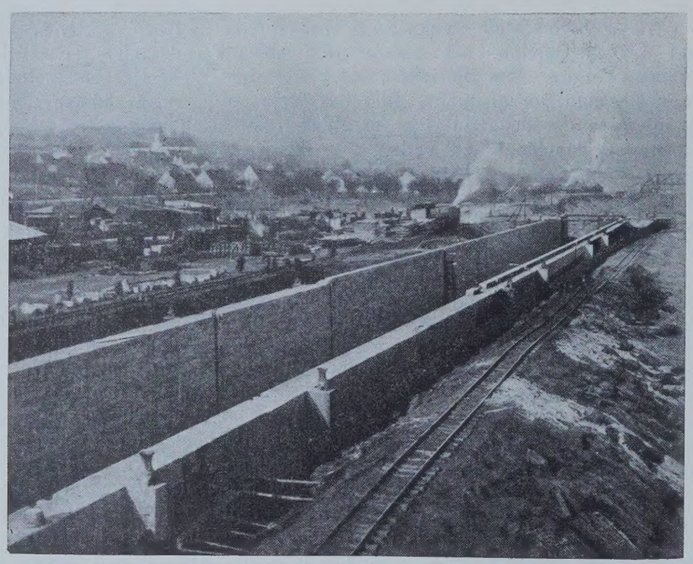


Abb. 5. Blick auf die Schleusenmauern vor der Hinterfüllung.

durch Pflasterung geschützt; an den durch die Wasserströmung besonders gefährdeten Stellen vor und hinter den Umläufen ist das Pflaster in Zementmörtel versetzt, sonst in Sand, so daß Auftrieb nicht entsteht. In Abständen von 6 m sind Betonquerrippen mit einem Querschnitt von 1 × 1 m zwischen den Kammermauern bündig mit dem Pflaster angeordnet,

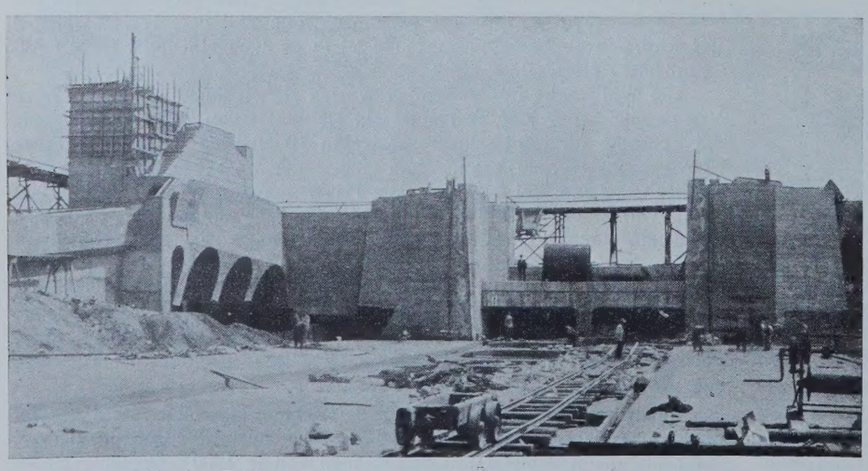


Abb. 6. Schleusenoberhaupt im Bau, von unterstrom gesehen; links anschließend Fischpaß und erster Wehrpfeiler im Bau.

die einen Teil des wagerechten Schubes der Kammermauern auf sich nehmen und auch dem Pflaster größeren Halt verleihen. Die Kammermauern sind von UW-Höhe an nach aufwärts mit weißem Mainsandstein verkleidet; die Bordsteine auf der Mauerkrone sind aus Granit desgleichen sämtliche Eckverkleidungen sowie die Drempel und Wendenischen in den Häuptern. Dem Schiffsverkehr dienen in Abständen von 30 m Steigleitern, Poller und Haltekreuze (Abb. 5). Die in gleichen Abständen angebrachten Dehnungsfugen sind durch gewellte Zinkblechstreifen verschlossen, die in einer mit Goudron ausgefüllten rechteckigen Aussparung sitzen und beiderseits in den Beton einbinden. Die Rückseite der Mauern wurde ebenso wie die übrigen Betonbauten dort, wo sie mit dem Erdreich in Verbindung stehen, geputzt und mit Preolithanstrich versehen.

Die beiden Häupter haben Riegelstemmtore. Die Umläufe, die im Unterhaupt wagerecht geführt sind, sind dort mit Rollkeilschützen, im Oberhaupt, wo die Umläufe in lotrechter Richtung angeordnet werden konnten, mit Zylinderschützen verschlossen (Abb. 6). Der Antrieb der Tore und der Umlaufverschlüsse geschieht elektrisch. Die Antriebsmotoren liegen in versenkten Gruben; deren Dichtung und die Fernhaltung von Feuchtigkeit bereitete erhebliche Schwierigkeiten; die Bildung von Schwitzwasser an den gußeisernen Deckeln dieser Gruben läßt sich überhaupt nicht vermeiden. Es empfiehlt sich daher, derartige Antriebsmotoren stets über dem Boden anzuordnen. Die Umläufe gestatten die Füllung der Schleusenkammer und ihre Entleerung in 12 bis 15 Minuten.

Die Zufahrt zur Schleuse geschieht durch einen 300 m langen Schleusenoberkanal, der den Schiffen auch bei teilweise geöffneten Walzen eine gesicherte Führung gibt. Er ist zweischiffig mit einer Wasserspiegelbreite von 31 m angelegt; ebenso der 120 m lange Schleusenunterkanal. Zwischen Wehr und Schleusenoberhaupt liegt der Fischpaß mit 2 m langen und 1,50 m breiten Becken, deren Höhenunterschied je 0,30 m beträgt. Er wurde bisher von den Fischen gut angenommen. Verschiedene Versuche ergaben als zweckmäßigste Form der Beckenüberfälle diejenige, bei der sich der Wasserstrahl nicht von dem Überfallkörper löst; es ist den Fischen dann möglich, statt zu springen, im Wasserstrahl aufwärts zu schwimmen.

Krafthaus. Das Vorbecken zum Krafthaus im rechten Ufer ist durch eine 150 m lange Tauchwand, bestehend aus einem Eisenbetonsteg mit eingehängten Holztafeln, gegen den Main abgeschlossen. Diese Tauchwand liegt parallel zur Flußachse, um Eis und Treibzeug gegen das Wehr abzuleiten; ein Grobrechen erübrigt sich infolgedessen. Unmittelbar vor dem Turbineneinlauf sitzt der Feinrechen mit 50 mm Stabweite. Um größere Sand- und Geschiebemengen vom Krafthausvorbecken fernzuhalten, bildet das Fundament der Tauchwand eine 1,90 m hohe Schwelle.

Das am Krafthaus vorhandene Gefälle, das bei NW nahezu 6 m beträgt, ist sehr großen Schwankungen unterworfen. Da die Turbinen noch bis herab zu 1,50 m Gefälle mit einem annehmbaren Wirkungsgrade arbeiten, wird eine Stillegung der Krafterzeugung nur an wenigen Tagen im Jahr eintreten.

Eingebaut sind in spiralförmigen Betonkammern drei neuzeitliche schnellaufende Propellerturbinen mit kranzlosem Laufrad und stehender Welle. Bei dem Berechnungsgefälle von 5,30 m schlucken die Turbinen je 31,2 m³/Sek. und leisten hierbei je 2000 PS. Die Umdrehungszahl beträgt 75/Min. Die Leiträder der Turbinen besitzen Drehschaufeln mit Außenregelung, so daß alle

für die Regelung in Frage kommenden Konstruktionsteile außerhalb des strömenden Wassers liegen und bequem zugänglich sind. Die Regelung geschieht durch Öldruckregler, die von der Turbinenwelle aus unmittelbar mit Kegelrädern und Riemenübertragung angetrieben werden.

Mit den Turbinen unmittelbar gekuppelt sind die darüber sitzenden Schirmgeneratoren mit einer Leistung von je 2000 kVA. Sie erzeugen Drehstrom von 50 Perioden/Sek. und 1000 V Spannung. In einem Anbau über dem Turbinenauslauf sitzen die drei Drehstromöltransformatoren, die den von den Generatoren erzeugten Strom auf 15 000 V transformieren. Von hier aus wird der Strom durch Kabel dem Schalthause zugeführt, das rechtwinklig zum Krafthaus auf dem 10 m breiten Pfeiler zwischen Wehr und Krafthaus sitzt. Von dort wird der Strom durch das Netz des Überlandwerkes Oberfranken und die Bayernwerkstation Bamberg nach Nürnberg zum „Großkraftwerk Franken" geleitet (Abb. 7). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserwirtschaft Siziliens und seine Wasserkräfte.

Teilbericht über eine im Auftrage von Prof. Ludin ausgeführte Studienreise durch Italien.

(Schluß aus Heft 30.)

2. Wärmekraftanlagen.

a) Die Zentrale Catania.

Sie besteht aus einem Kesselraum und aus dem Maschinensaal mit einer bebauten Fläche von insgesamt 1500 m². Im Kesselraum sind sechs Dampfkessel mit einer Heizfläche von je 370 m², für überhitzten Dampf von 300° und 14 at untergebracht. Im Maschinensaal befinden sich zwei Turbogeneratoren, und zwar der eine mit einer Leistung von 4400 kVA, 1500 Umdr./Min., 50 Perioden; er erzeugt Drehstrom mit 4400 V, der andere von 8550 kVA, 3000 Umdr./Min., 50 Perioden ebenfalls Drehstrom von 9500 bis 10000 V. Der vom ersten Generator erzeugte Strom wird auf 10 500 V hinauftransformiert. Im Maschinenhaus befindet sich ferner ein Dieselmotor von 660 PS mit unmittelbar gekuppelten Gleichstromgeneratoren.

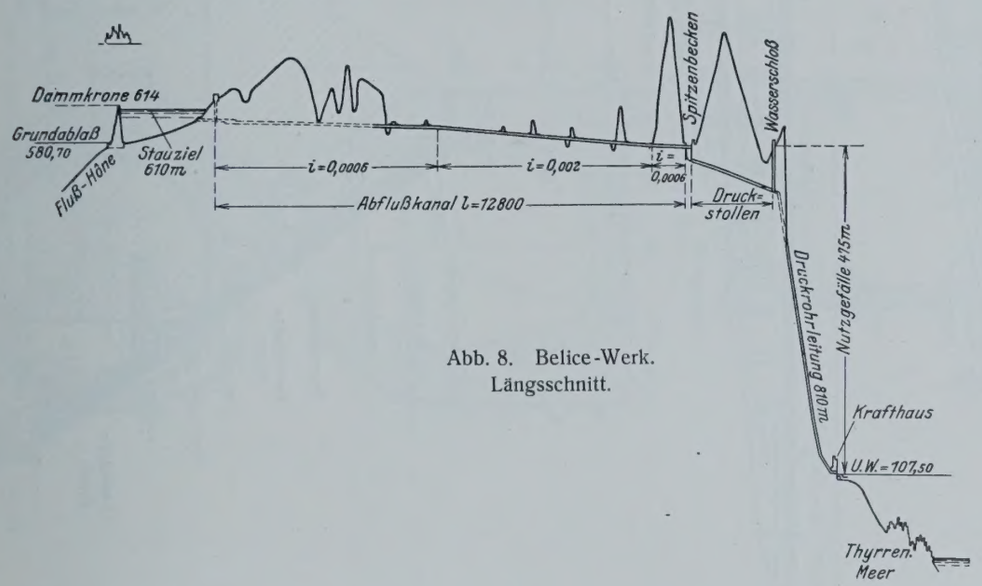


Abb. 8. Belice-Werk. Längsschnitt.

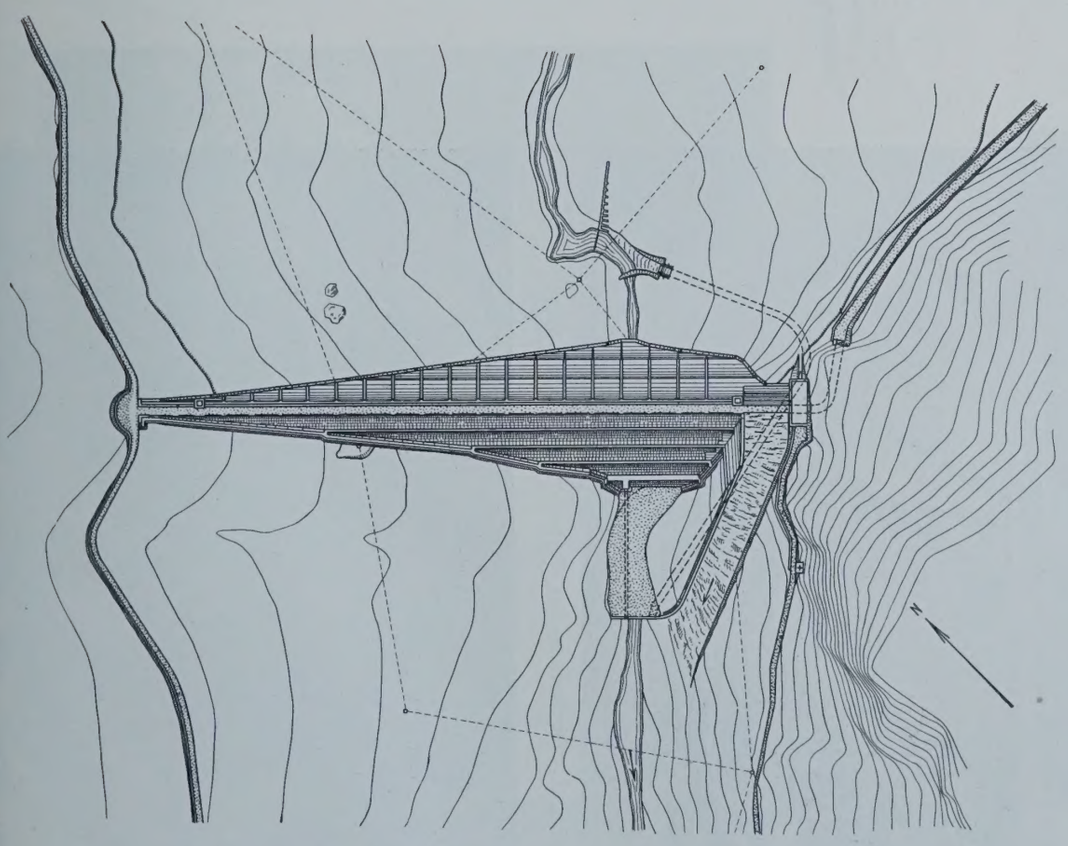


Abb. 9. Belice-Werk. Staumauer. Grundriß.

b) Zentrale Messina.

Dieses Werk besteht aus zwei großen Räumen; der Maschinenraum hat eine Grundfläche von 30 × 15 m, das Kesselhaus eine solche von 14,30 × 14 m. Im Kesselhaus sind zwei Kessel von je 170 m² Heizfläche mit einem Überhitzer von 36 m² Fläche untergebracht, die Dampf von 300° mit 13 at erzeugen. Im Maschinenraum befinden sich zwei Dampfmaschinen von je 500 PS und 12 at mit unmittelbar gekuppelten A.E.G.-Generatoren von je 430 kVA, 5250 V, 50 Perioden mit $\cos\varphi = 0{,}8$. Die Erregerdynamos haben eine Leistung von 27 kW mit 150 V und 560 Umdr./Min.

c) Die Zentrale von Syracus.

Im Kesselraum befinden sich drei Dampfkessel von je 128 m² Heizfläche, die Dampf von 9 at erzeugen. Diese Kessel speisen eine Benzsche Zweizylindermaschine, die mit Dampf von 9 at 300 PS und mit überhitztem Dampf von 12 at 450 PS leistet. Mit der Maschine ist ein A.E.G.-Generator von 415 kVA gekuppelt, mit 5250 V Spannung, 50 Perioden und 187 Umdr./Min.

Zu obigen Anlagen gehören noch folgende Einzelheiten: sieben Hauptumformerstationen, die den Strom von 40000 V au 5000 und 10000 V transformieren, zwei Unterstationen für die Umwandlung von Drehstrom in Gleichstrom, der für den Straßenbahnbetrieb Catania—Acireale dient, eine 257 km lange Leitung von 40000 V Spannung, eine 300 km lange Verteilungsleitung von 10000 und 5000 V Spannung, 210 Um-

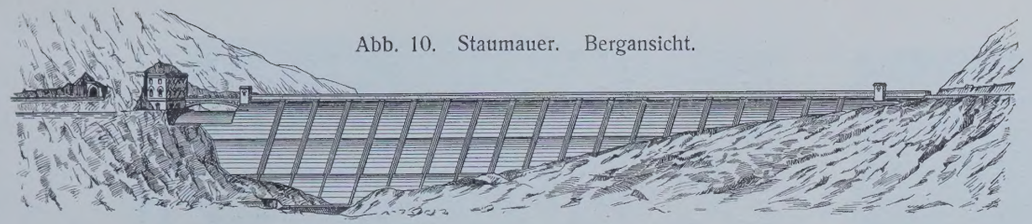


Abb. 10. Staumauer. Bergansicht.

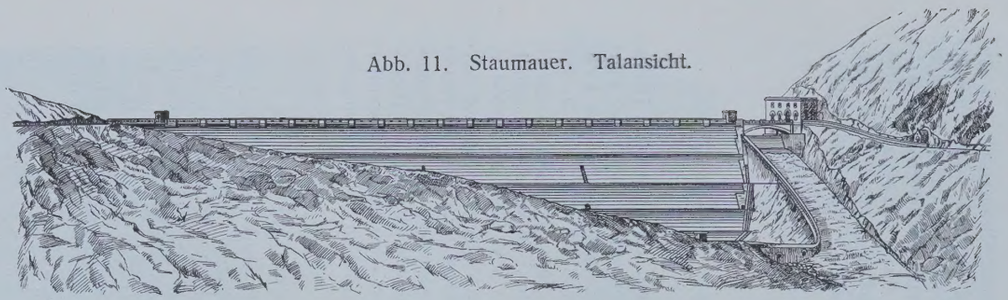


Abb. 11. Staumauer. Talansicht.

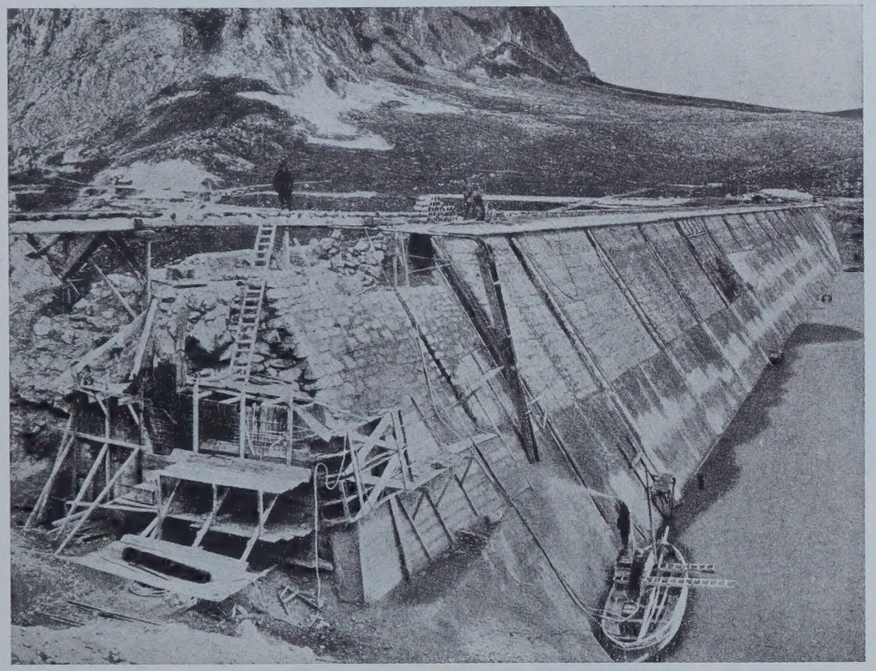
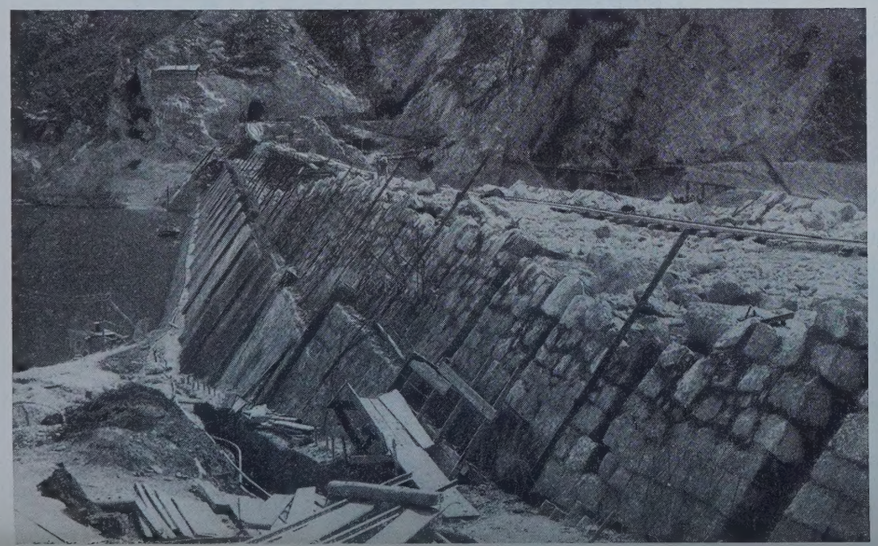


Abb. 14. Staumauer im Bau (Torkretieren der Wasserseite).



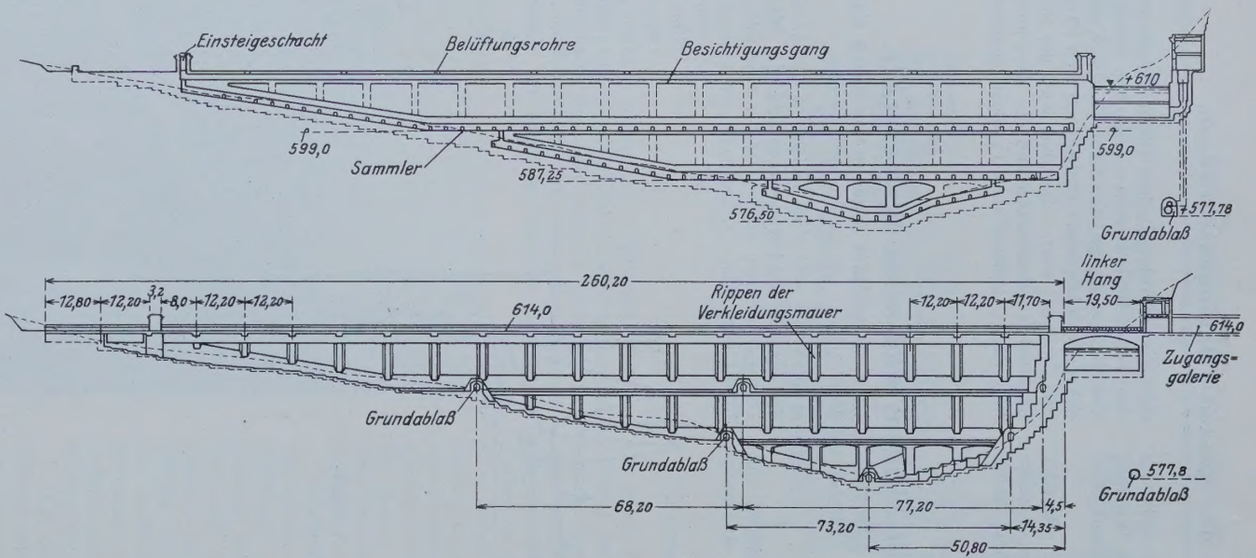
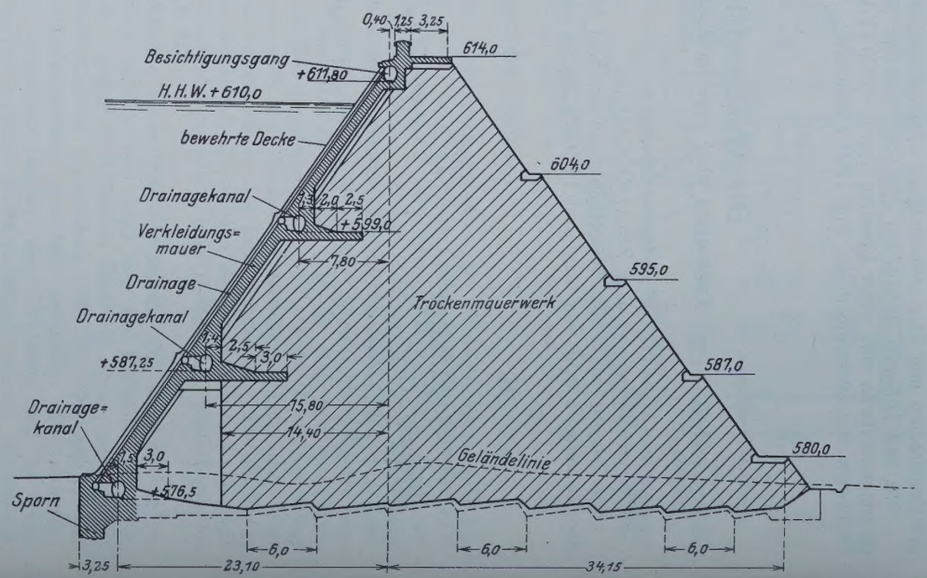


Abb. 12. Längsschnitt.



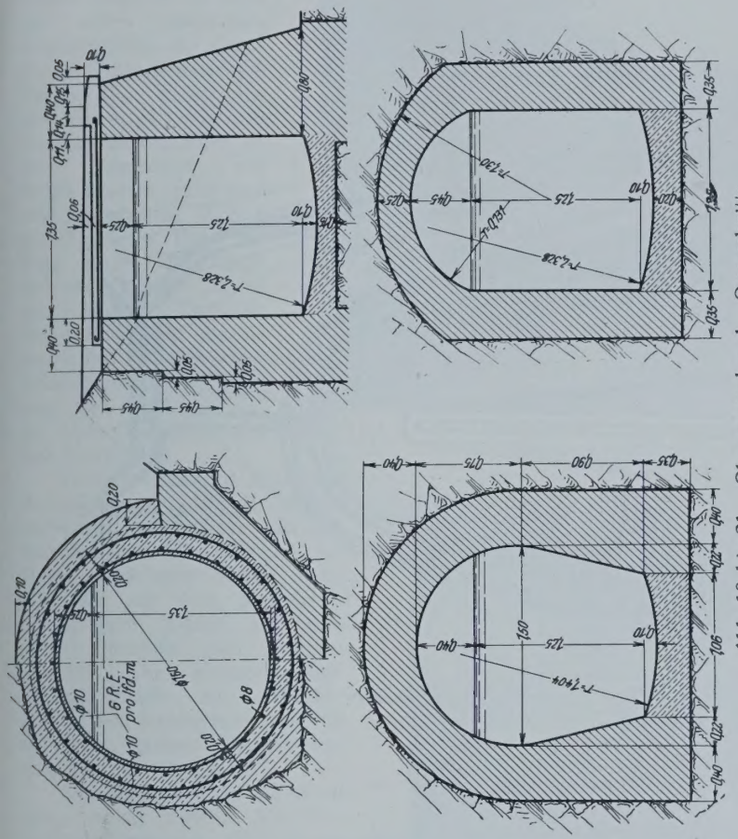


Abb. 18 bis 21. Oberwasserkanal. Querschnitte.

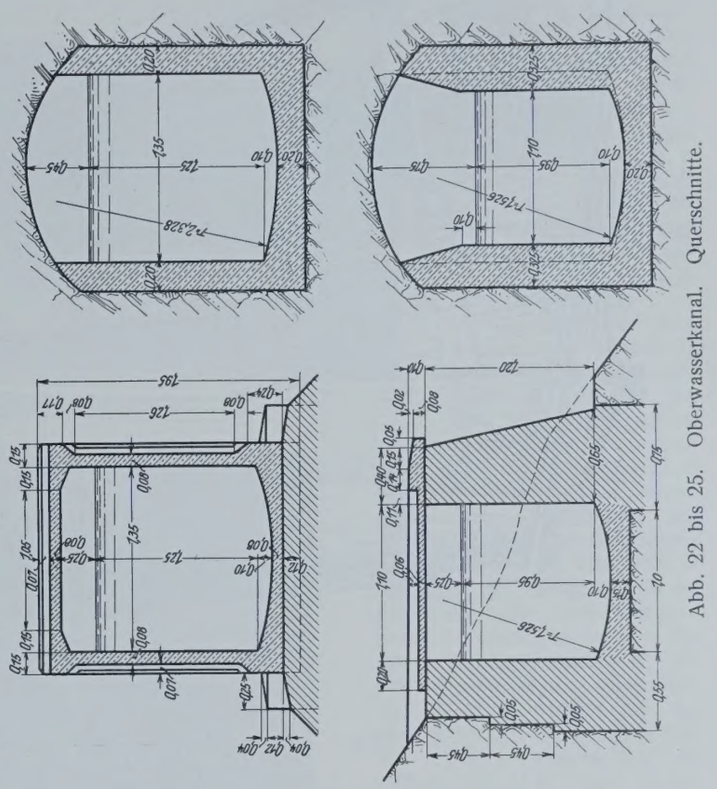


Abb. 22 bis 25. Oberwasserkanal. Querschnitte.

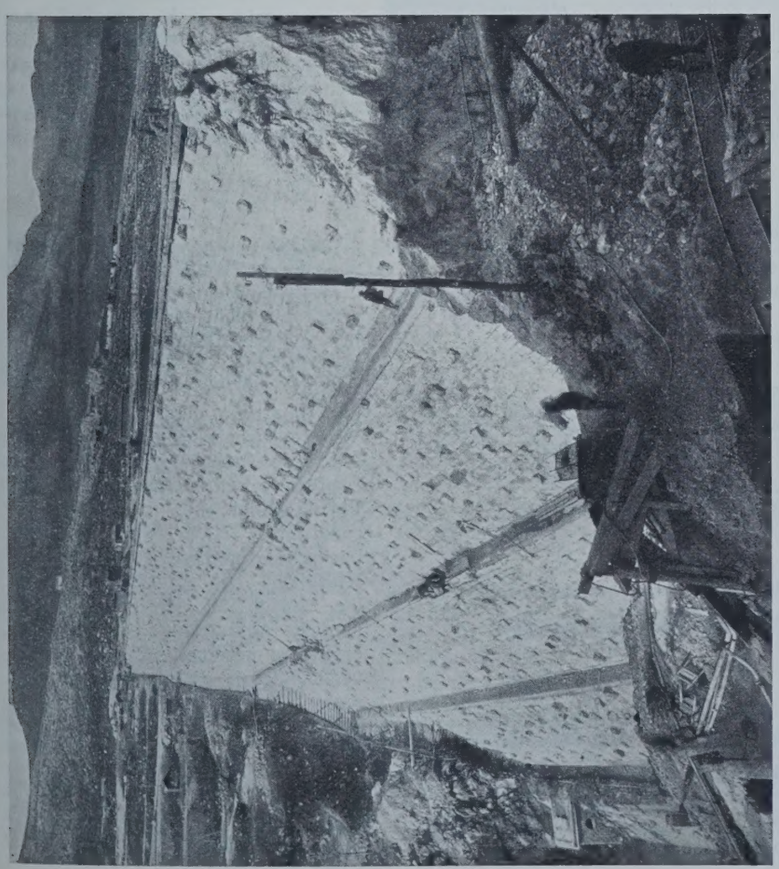


Abb. 16. Staumauer. Talseite.

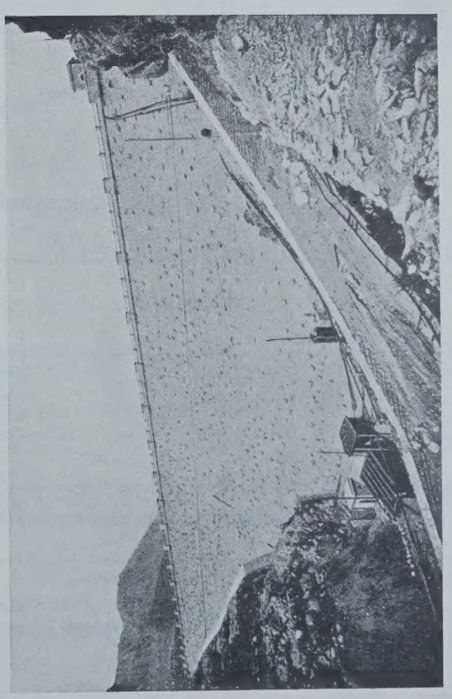


Abb. 17. Staumauer. Wasserseite.

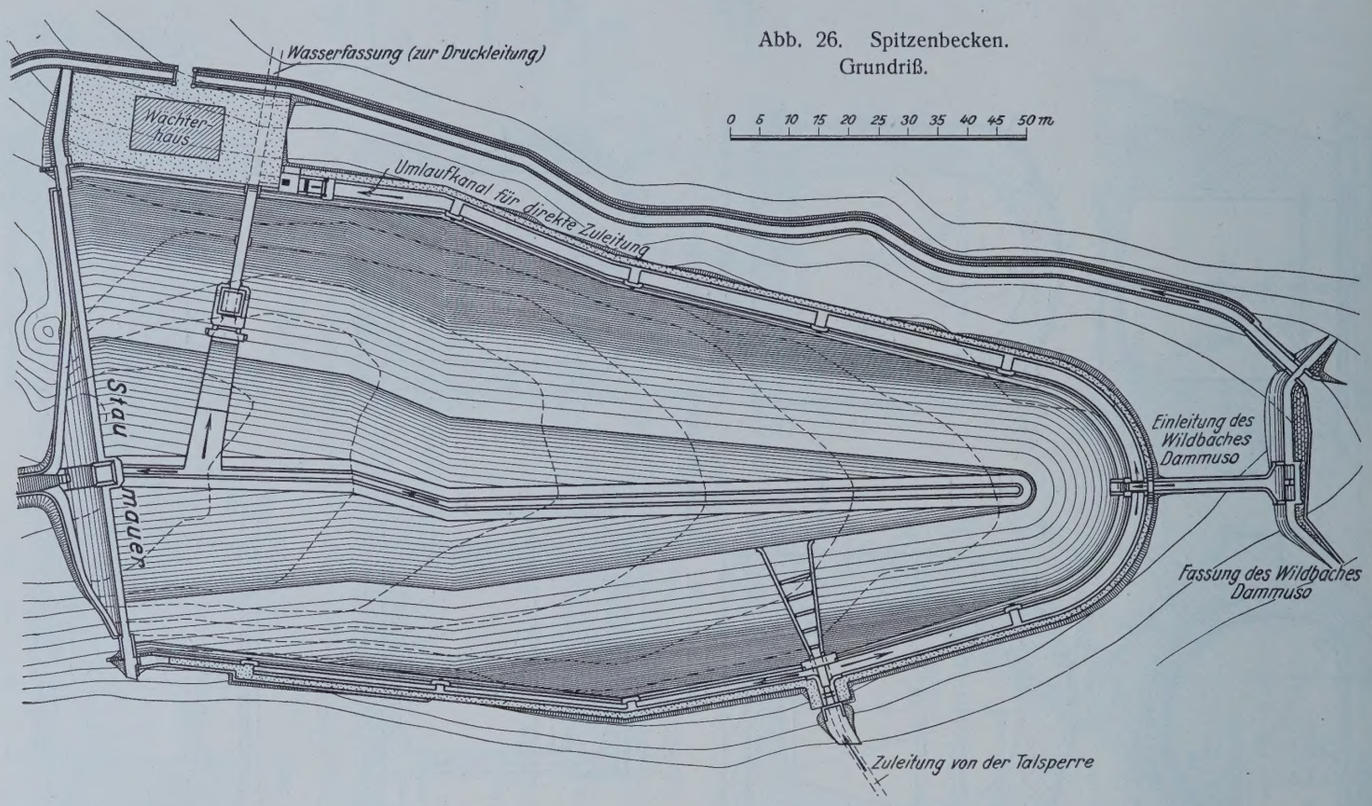


Abb. 26. Spitzenbecken. Grundriß.

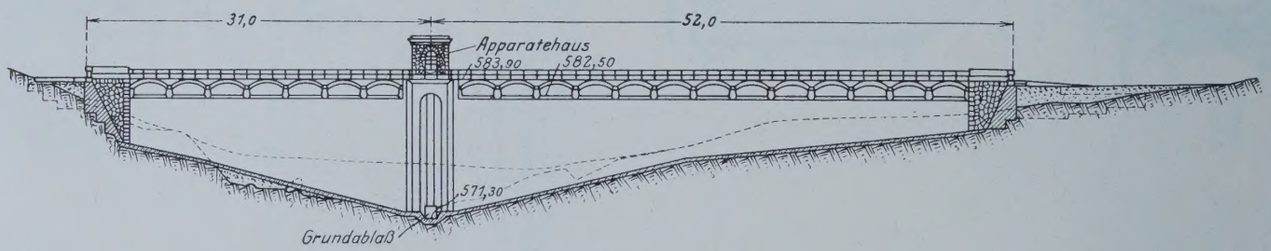


Abb. 27. Staumauer des Spitzenbeckens. Wasserseite.

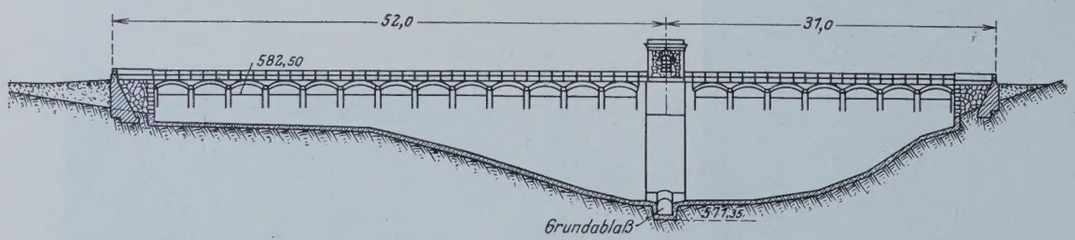


Abb. 28. Staumauer des Spitzenbeckens. Luftseite.

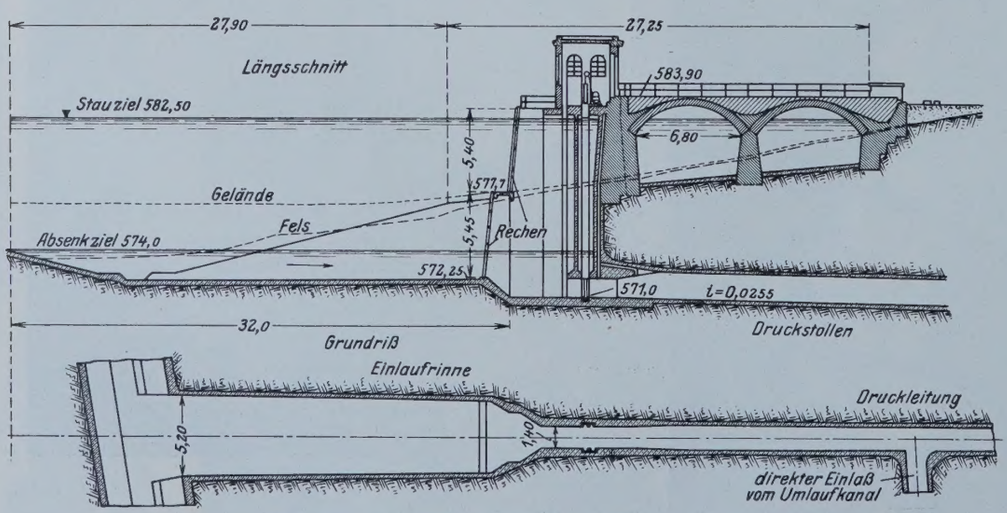


Abb. 29. Entnahmebauwerk des Spitzenbeckens.

formerstationen für die Transformation des 10 000- und 5000-V-Stromes auf 275 V, eine 550 km lange Niederspannungsleitung.

Die Wasserkraftanlage Belice.[3])

Diese Anlage (Abb. 8) ist die neueste in Sizilien und erst vor etwa zwei Jahren in Betrieb gesetzt. Sie dient vorläufig ausschließlich für die elektrische Versorgung von Palermo, es ist jedoch beabsichtigt, die Anlage zu erweitern und in das geplante allgemeine Versorgungsnetz Siziliens einzuschalten. Die Anlage nutzt den oberen Lauf des Belice-Baches aus. Das Einzugsgebiet bis zur Wasserfassung mißt 37 km². Die seit 1919 beobachtete mittlere jährliche Niederschlaghöhe beträgt 1200 mm, und die Anlage ist für eine mittlere jährliche Abflußmenge von 800 l/Sek. entworfen worden. Um die stark veränderlichen Abflußmengen zu regeln, ist ein Jahresbecken von 21 Mill. m³ nutzbarem Inhalt ge-

[3]) Eine ausführliche Beschreibung über diese Anlage ist von Ing. Mangiagalli in „L' Energia Elettrica" 1925, Heft 5, erschienen.

schaffen worden mittels eines Staudammes. Der Damm liegt in der Nähe der alten albanischen Siedlung Piana dei Greci, ist in Trockenmauerwerk hergestellt, wasserseitig mit einem 40 cm starken Eisenbetonmantel, in dem Drainrohre von 20 cm Durchm. ausgespart sind, gedichtet (Abb. 9 bis 17). Seine Höhe beträgt 39 m, die Länge in der Krone 260 m, das Stauziel liegt in 610 + N.N., das Absenkziel in 601,75 + N.N. Das Staubecken ist etwa 4 km lang und 1 km breit und hat einen Gesamtstauraum von 32 Mill. m³.

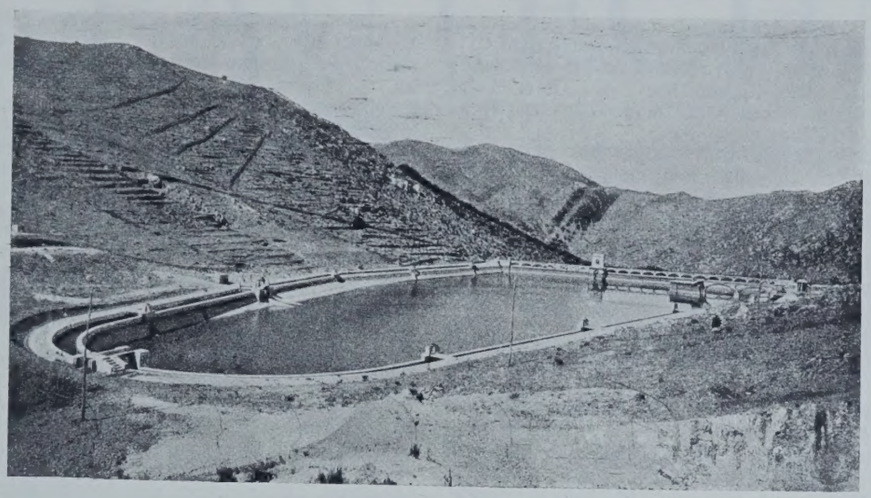


Abb. 30. Spitzenbecken.

Eine interessante Einzelheit der Anlage ist, daß das Wasser rückwärts aus dem Becken herausgeleitet ist. Während der Belice-Fluß nach Süden fließt, wird das aus dem Staubecken entnommene Wasser in nördlicher Richtung nach Palermo geleitet. Die Wasserentnahme befindet sich am östlichen Rande des Staubeckens und ist auf eine größte Wassermenge von 2 m³/Sek. ausgebaut.

Der Werkkanal ist 13800 m lang, wovon 7600 m als Freispiegelstollen und 6200 m als Hangkanal ausgebildet sind (Abb. 18 bis 25). Ein Teil des Hangkanals ist in Eisenbeton hergestellt worden. Der erste, 5800 m lange Teil des Kanals hat eine Sohlenneigung von 0,6 ‰, während der restliche Teil mit 2 ‰ relativem Gefälle ausgeführt worden ist. Am Ende des Werkkanals ist ein Spitzenbecken von 50 000 m³ nutzbarem Inhalt angeordnet (Abb. 26 bis 30). Von diesem Becken geht ein 850 m langer Druckstollen bis zum Wasserschloß. Der Stollen ist für eine größte Betriebswassermenge von 3 m³/Sek. berechnet. Das Wasserschloß ist 37 m hoch, in Felsen gesprengt und hat einen rechteckigen Querschnitt mit 2,20 m Seitenlänge. Die Druckrohrleitung besteht aus geschweißten Blechrohren von 1300 bis 850 mm Durchm. Das Bruttogefälle beträgt 473 m.

Abb. 31. Krafthaus und Unterwasserkanal.

Das Krafthaus liegt südlich von Palermo in einem großen Zitronenwald und ist — der Umgebung entsprechend — im maurischen Stil erbaut (Abb. 31). Im Maschinenraum befinden sich vier Peltonturbinen von je 3500 PS und 750 Umdr./Min. Die Generatoren erzeugen Drehstrom von 10 500 V Spannung, der infolge der kurzen Entfernung vom Verwendungsort nicht transformiert wird. Bei dem Turbinenauslauf ist ein Eisenbetonmeßwehr angeordnet, und darunter befindet sich ein Ausgleichbecken von 9000 m³ Inhalt. Der Unterwasserkanal ist 2400 m lang und mündet in den Oreto-Fluß. Das aus der Zentrale kommende Wasser dient für die Bewässerung der „Conca d'Oro" (Goldenes Tal), deren Fläche etwa 4500 ha beträgt. Während diese Gegend früher kahl und unfruchtbar war, findet man jetzt hier eine derart üppige Vegetation, daß der Name dieses Tales durchaus nicht übertrieben zu sein scheint. Die Bewässerung dauert 150 Tage, und zwar von Mai bis September.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Juli erschienene Heft 14 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Bauingenieur W. Wolf: Malzsilo in Eisenbeton. — Ingenieur O. Gottschalk: Standfestigkeit guter Eisenbetonausführungen. — Prof. Dr. K. Eisenmann: Druck- und Zugversuche an Beton mit Mikrokomparator. — Dr. techn. Ing. A. Habel: Rahmenberechnung bei räumlichem Kraftangriff.

Die Eröffnung der Zugspitzbahn am 5. Juli 1926. Schon um die Wende des Jahrhunderts hörte man von dem Plan einer Zugspitzbahn, der im Laufe der vergangenen Jahre mehrfache Umarbeitungen und Neubearbeitungen erlebte. Es handelte sich dabei nicht nur um vereinzelte Vorschläge, sondern um eine Reihe eingehend ausgearbeiteter Entwürfe, sowohl von Zahnradbahnen als auch von Schrägaufzügen, von denen jedoch keiner verwirklicht werden konnte. Erst der neuesten Zeit war es vorbehalten, mit einer Seilschwebebahn den lang gehegten Wunsch der Erschließung der Zugspitze in die Wirklichkeit umzusetzen. Zu dem Seilbahnsystem konnte man sich um so leichter entschließen, als man im Kriege damit sehr gute Erfahrungen gemacht hatte, die dann noch durch verschiedentlich angestellte Versuche bekräftigt wurden.

Die ersten Vermessungen wurden durch den Innsbrucker Ing. Ferdinand Kleiner durchgeführt, der an dem Zugspitzbahnplan seit 1923 arbeitete. Nach zahlreichen schwierigen Vermessungen gelang es ihm, eine außerordentlich günstige Trasse am Westabhange ausfindig zu machen. Die weiteren Vorarbeiten wurden von der Zugspitzbahn A.-G. gemeinsam mit der Österreichischen Seilbahn A.-G. in Wien (unterstützt von Prof. Findeis von der Technischen Hochschule Wien) durchgeführt. Die Finanzierung geschah durch den jetzigen Direktor der Zugspitzbahn A.-G. Herrn Rechtsanwalt Dr. Stern in Reutte und durch den Geh. Kommerzienrat Opitz, Berlin. Im November 1924 wurden die seilbahntechnischen Teile und Arbeiten der Leipziger Firma A. Bleichert & Co. übertragen.

Die wichtigsten Zahlen aus dem gewaltigen Werk seien unter Hinweis auf die Mitteilungen in der „Bautechnik" 1925, Heft 31, S. 431, hier nur kurz erwähnt:

Länge der Bahn (in der Schräge gemessen)	3380 m
Wagerechte Länge	2975 m
Höhenlage der Talstation	1224 m ü. NN
Höhenlage der Bergstation	2805 m ü. NN
Höhenunterschied	1581 m
Anzahl der eisernen Ständer	6
Kleinste Stützenhöhe	9 m
Größte Stützenhöhe	31,5 m
Größte Seilspannweite	1100 m
Größte vorkommende Steigung	90 %
Geschwindigkeit	3,5 m/Sek.
Fahrzeit	16 Minuten
Fassungsraum der Wagen	19 Personen außer dem Führer
Größte Höhenlage des Wagens über dem Gelände	120 m.

Betriebsart und Bau entsprechen dem System Bleichert-Zuegg, das erstmalig bei der Personenschwebebahn Meran—Hafling mit einer freien Seilspannweite von 1500 m ausgeführt wurde und sehr gute Betriebserfahrungen ergeben hat. Für jeden der beiden Personenwagen ist ein Tragseil vorhanden, das in einer einzigen Länge hergestellt wurde und ein Gewicht von 35 t hat. Die beiden Wagen sind ferner auch noch

durch die Zugseile miteinander verbunden, neben denen ein Hilfsseil angeordnet ist, das im Notfalle auch als Zugseil benutzt werden kann.

Die Tragseile sind Litzenspiralseile nach Herkulesbauart und haben einen Durchmesser von 48 mm. Das Zugseil hat einen Durchmesser von 28 mm und wurde ebenfalls in einem Stücke hergestellt. Das Hilfsseil hat einen Durchmesser von 19 mm.

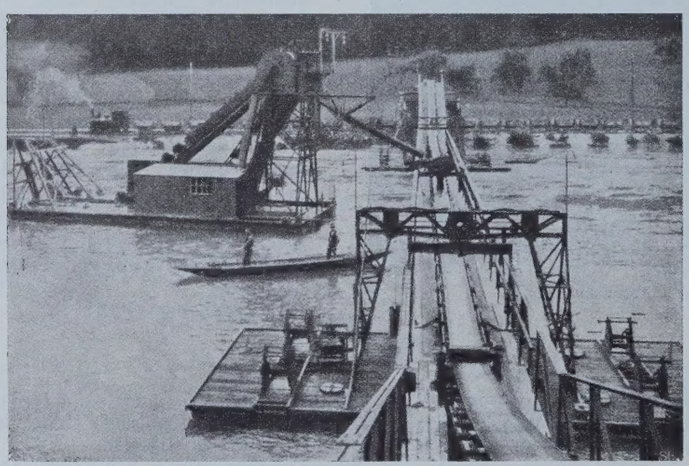
Der Antrieb liegt bei der Zugspitzbahn infolge der ungünstigen klimatischen Verhältnisse auf der Zugspitze und mangels genügender Platzverhältnisse auf der Bergstation ausnahmsweise in der Talstation und geschieht durch Gleichstrom, der vom Elektrizitätswerk Reutte geliefert wird. Bleibt der Strom aus, dann ist noch eine Akkumulatorenbatterie vorhanden und außerdem noch ein Rohölmotor von 100 PS.

Um das Gefühl der Sicherheit für die Fahrgäste möglichst zu erhöhen, sind die verschiedensten Einrichtungen getroffen, so daß die Benutzung der Bahn vollkommen gefahrlos ist. Aber nicht nur die Sicherheitseinrichtungen sind beim Bau einer Seilschwebebahn von großer Bedeutung, sondern vor allem eine sorgfältige Prüfung der einzelnen Bauteile. Nachdem im Gohliser Werk der Firma Bleichert auf besonderen Maschinen im Tag- und Nachtbetrieb schon monatelang das voraussichtliche Verhalten der Seile im Betriebe studiert worden war, wurden nach vollständiger Montage und nach mehrfach durchgeführten Probefahrten noch verschiedene Nachprüfungen an Ort und Stelle gefordert, weshalb sich die Eröffnung der Zugspitzbahn um etwa drei Wochen verzögerte. Nun sind auch die Festigkeitsuntersuchungen für sämtliche Stützen zur vollen Zufriedenheit aller Beteiligten durchgeführt, und ebenso sind auch die Bremsversuche, die als Beweis für die Betriebsicherheit gefordert wurden, zum Abschluß gebracht worden, so daß am Montag, dem 5. Juli, die feierliche Eröffnung der Zugspitzbahn im Beisein verschiedener Vertreter österreichischer und bayerischer Behörden stattfinden konnte.

Die ursprünglich auf rd. 1 Mill. R.-M. veranschlagten Kosten erhöhten sich wegen der außerordentlichen Schwierigkeiten des Baues, insbesondere wegen der schlechten Witterung im vergangenen Herbst und infolge unvorhergesehener Lohnforderungen auf rd. 1,8 Mill. R.-M.

Mit der Vollendung der Zugspitzbahn ist ein gewaltiges Werk deutscher und österreichischer Technik zum Abschluß gekommen, das Zeugnis geben möge von der Energie seiner Erbauer und dem kühnen Geiste deutscher Bergbahntechnik. FF.

Eine schwimmende Bagger- und Bandförderanlage, die beim Bau des Kraftwerkes Mühleberg der Bernischen Kraftwerke A.-G. zur Vertiefung der Aare unterhalb der Kraftzentrale verwendet wurde, ist in der Abbildung wiedergegeben.



Nach dem Bericht von Oberingenieur Meyer in der Schweiz. Bauztg. 1926, Bd. 87, Heft 23 bis 25, wurden damit etwa 370 000 m³ unter Wasser ausgehoben, wobei es sich — bei stellenweise sehr geringen Tiefen — um grobes Flußgeschiebe bis zu 30 cm Durchmesser mit zahlreichen Blockeinlagen bis über 1 m³ Größe handelte. Als Schwimmbagger diente die damals größte Bauart der Fa. Oehler & Cie. in Aarau mit einer gewährleisteten Stundenförderung von 109 m³, von der jedoch nur etwa 30 bis 50 m³ ausgenutzt wurden. Der Antrieb geschah durch einen Elektromotor von 40 PS, die Stromzuleitung mittels Kabel über einen Spannturm von 6 m Höhe. Für die Bedienung des Baggers genügten einschließlich des Baggermeisters zwei Mann.

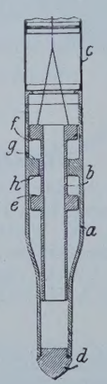
Die Pontons für die Bandförderanlagen wurden von der Fa. Wolf in Nidau, die Eisenteile von Löhle & Kern in Zürich und die eigentliche Fördereinrichtung von Gebr. Bühler in Uzwil geliefert. Das eiserne Tragwerk ist an zwei Aufhängezapfen an zwei Jochen über den beiden Pontonpaaren aufgehängt und unten in Gleitlagern geführt. Als Band wurde ein vierfacher Balatagurt verwendet, der eben über Rollen von 10 cm Durchmesser lief und durch einen 16-PS-Elektromotor angetrieben wurde. Unterhalb der Umlenkrollen an beiden Enden reinigten eine Bürste und eine Wasserbrause das Band von anhaftendem Sand.

Am Ufer war ein Silo zur Aufnahme des geförderten Materials von etwa 20 m³ Fassungsraum vorgesehen, so daß Bagger- und Förderanlage ohne Unterbrechung arbeiten konnten. Der Abtransport fand auf Fördergleis durch Dampf- oder elektrische Lokomotiven statt. Ki.

Der Straßenbau in Oldenburg. Nach „Ziegel und Zement" sind Verhandlungen zwischen der oldenburgischen Regierung und Schweden eingeleitet mit dem Ziel, eine Anleihe abzuschließen, die ausschließlich für die Instandsetzung der Staatsstraßen verwandt werden soll. Diese Anleihe soll aber nicht in bar ausbezahlt, sondern in Form von Kleinpflastersteinen geliefert werden. Bekanntlich befinden sich die Staatsstraßen in Oldenburg in sehr schlechtem Zustande. Der oldenburgische Staat hat für seine Straßen seit Jahren nur wenig Mittel übrig gehabt. Während Oldenburg im Jahre 1924 für die Instandsetzung seiner Straßen nur 780 R.-M/km ausgab, wurden in Sachsen 4600 R.-M./km verausgabt, in der Provinz Westfalen 4700 R.-M., in der Rheinprovinz 3700 R.-M., in Schleswig-Holstein 3400 R.-M., in Brandenburg 3000 R.-M., in Baden 2800 R.-M. Von den Staaten, die wenig für die Straßen ausgaben, stehen Braunschweig mit 1300 R.-M. und Bayern mit 1050 R.-M., ja sogar Mecklenburg mit 955 R.-M. noch weit über Oldenburg. Selbst ein Vergleich mit der Provinz Hannover, die 2600 R.-M./km aufwandte, ist für Oldenburg sehr ungünstig. Wenn die oldenburgischen Straßen einigermaßen den Vergleich mit den benachbarten Staaten in der Provinz Hannover aushalten wollen, so müßte Oldenburg die gleichen Aufwendungen machen wie die Provinz Hannover. Der oldenburgische Staat hat 770 km Staatsstraßen zu unterhalten, davon sind 361 km Klinkerbahnen, 254 km Schlagbahnen, 134 km Großkopfpflaster und 11 km Kleinpflaster. Es berührt deshalb eigenartig, daß man jetzt eine Anleihe abschließen will in Form von Kleinpflastersteinen. Kleinpflasterstraßen haben sich aber als sehr haltbar und dauerhaft erwiesen. Mit den in den letzten Jahren angelegten Betonstraßen sollen teilweise schlechte Erfahrungen gemacht worden sein. Im Voranschlage des Landesteils Oldenburg sind 800 000 R.-M. für die Instandsetzung der Staatsstraßen vorgesehen. Das sind reichlich 1000 R.-M./km. Oldenburg wird also auch im laufenden Jahr von allen deutschen Staaten für den Straßenbau mit am wenigsten tun. Kommt nun eine völlige Erneuerung längerer Strecken in Frage, so kommt man mit diesen 800 000 R.-M. nicht weit. Eine Straße aus Kleinpflastersteinen von je 5 m Breite kostet etwa 75 000 R.-M./km. Soll der Zustand der Oldenburger Straßen einigermaßen dem des Nachbarlandes Hannover angepaßt werden, sollen also jährlich 2600 R.-M./km für ihre Verbesserung aufgewendet werden, so sind jährlich rd. 2 Mill. R.-M. erforderlich. Es darf als ausgeschlossen gelten, daß der oldenburgische Staat diese Mittel aufbringen kann. Aus laufenden Mitteln werden Zuschüsse zu Straßenbauten überhaupt kaum gegeben werden können, denn der Staat kann für andere, noch dringlichere Staatsaufgaben ebenfalls keine Zuschüsse leisten. Zu rechtfertigen aber wäre es, wenn das gesamte Aufkommen aus der Kraftfahrzeugsteuer für den Straßenbau zur Verfügung gestellt würde. Hier handelt es sich um ständig steigende Einnahmen. Für das laufende Jahr wird das Aufkommen aus dieser Steuer auf mindestens 820 000 R.-M. geschätzt. Der Automobilverkehr hat um das Sechsfache gegenüber der Vorkriegszeit zugenommen und wird bestimmt noch weiter steigen. Es ist also damit zu rechnen, daß in Zukunft zur Tilgung einer Straßenbauanleihe Mittel aus der Kraftfahrzeugsteuer zur Verfügung stehen. Die Aufnahme einer solchen Anleihe wäre deshalb unbedenklich.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Vortreibrohr (Kl. 84c, Nr. 424 930 vom 1. 3. 1922 von Société Industrielle de Matériel d'Entreprise et de Construction in Paris). Das Vortreibrohr ist mit einer unten durchbohrten Rammspitze *a* und einem im Innern bewegbaren rohrförmigen Stampfer *b* und Verlängerungsrohren *c* versehen. Die unten durch einen Kegel *d* verschlossene Rammspitze besitzt innen einen Ansatz mit zwei Schlagseiten *g* und *h*; ebenso trägt der in der Rammspitze auf und ab bewegliche Stampfer zwei Ansätze mit je einer Schlagseite *ef*. Der Stampfer wird durch ein Seil so bewegt, daß er entweder auf die Schulteransätze *g* des Rohres schlägt, um die Rammspitze in den Boden einzuschlagen, oder daß er gegen die Ansätze *h* stößt, um das Vortreibrohr ruckweise aus dem Boden herauszuziehen.

Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung hat bestanden: im Wasser- und Straßenbaufach: Richard Koenig; — im Eisenbahn- und Straßenbaufach: Arnold Kroll.

INHALT: Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. — Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau. — Die Wasserwirtschaft Siziliens und seine Wasserkräfte. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Eröffnung der Zugspitzbahn am 5. Juli 1926. — Schwimmende Bagger- und Bandförderanlage. — Straßenbau in Oldenburg. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 30. Juli 1926. Heft 33

Die große Ausstellungs- und Festhalle der Stadt Ludwigshafen a. Rh.

Alle Rechte vorbehalten.

Besprochen von Prof. Dipl.-Ing. **A. Marx**, Kaiserslautern.

Als Baustoff für Ausstellungshallen kommt heute Eisen, Eisenbeton und Holz in Betracht. Hier und da wird auch eine sogenannte gemischte Bauweise gewählt: z. B. eine Verbindung von Eisen mit Eisenbeton oder eine solche von Eisenbeton und Holz (wie bei den Ausstellungshallen der Stadt Kaiserslautern). Was die Wahl des Baustoffes im vorliegenden Falle anbetrifft, so konnte hier nur Holz für die Tragkonstruktion in Frage kommen, da weder in Eisen, noch gar in Eisenbeton oder in einer gemischten Bauweise die kurzen Herstellungsfristen hätten eingehalten werden können. Was die Arbeiterzahl anbetrifft, so waren im Werk durchschnittlich 60 Mann mit den Abbindearbeiten beschäftigt, während auf der Baustelle zum Aufstellen der Sonderkonstruktion einschließlich der Wände und Sparren etwa 30 bis 40 Mann tätig waren. Zum Herstellen eines Binders im Werk waren 2 Tage erforderlich.

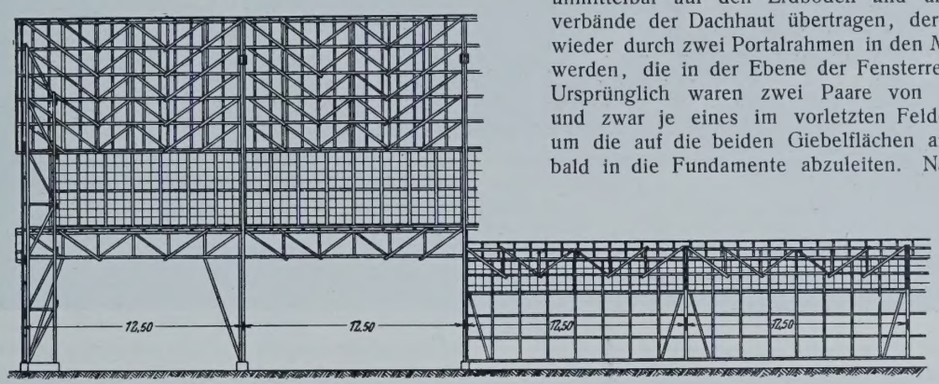


Abb. 1. Längsschnitt.

Der für die Halle zur Verfügung stehende Platz von 50 m Breite und 125 m Länge wurde überdeckt mit freitragenden Dachbindern in Holzbauweise „Kübler", D. R. P. Die Haupthalle besitzt eine Stützweite von 30 m bei einer Höhe von 20 m, die beiden Seitenhallen eine Spannweite von je 10 m. Die Bundweite beträgt 12,5 m. Diese wird durch hölzerne Gitterpfetten überspannt. Die Dachdeckung ist 24 mm starke Schalung mit einer einfachen Lage Pappe.

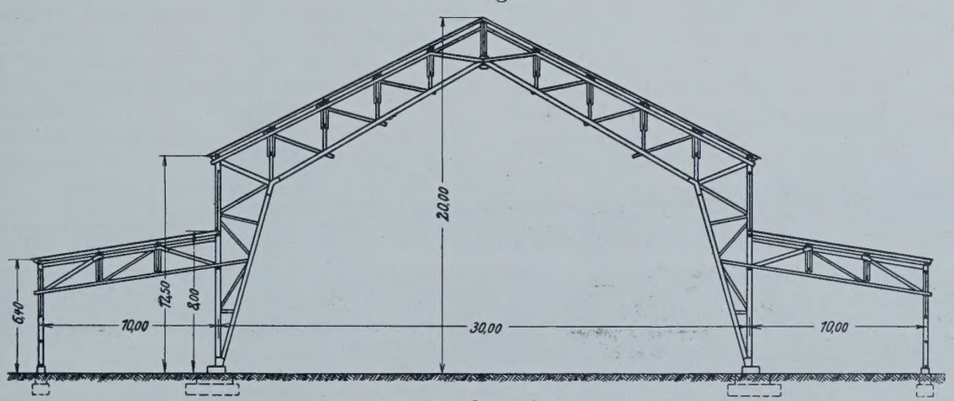


Abb. 2. Querschnitt.

Aus architektonischen Gründen war für das Mittelschiff eine nicht zu flache Satteldachform gewünscht worden. Bei der großen Stützweite der Binder konnte diese äußere Form durch Verwendung von Dreieckbindern nicht rationell bewältigt werden; außerdem hätte der innere Eindruck der Halle durch ein solches Bindersystem zweifellos sehr gelitten. Es lag daher nahe, statisch auf eine Bogenform auszugehen. Mit Rücksicht auf die gerade Form des Daches war das Gegebene die Verwendung von geraden Gurthölzern, die m. E. auch besser dem Holzcharakter entsprechen als die oft verwendeten gekrümmten Formen, bei denen die Gurtungen erst durch Vernagelung oder Verleimung hergestellt werden müssen. Die Binderform war durch diese Gesichtspunkte in allen wesentlichen Teilen gegeben; mit Rücksicht auf die sehr unzuverlässigen Verhältnisse des Baugrundes wurde ein Dreigelenkbogen verwendet, also ein statisch bestimmtes System. Auch haben frühere Erfahrungen gelehrt, daß die Dreigelenkfachwerkbinder durchaus wirtschaftlich und einfach aufzustellen sind. Die Gelenke sind in einfacher Weise ausgebildet. Auf eine verwickelte Anordnung, etwa mit eisernen Bolzengelenken, wurde verzichtet. Der Verlauf der Stützlinie im Firstgelenk ist zwar dadurch nicht so genau festgelegt, wie es durch eiserne Gelenke hätte erreicht werden können; doch erscheint eine Verschiebung der Stützlinie aus der mathematischen Lage des Gelenkpunktes um einige Zentimeter belanglos. (Auf die ausschließliche Eignung des Dreigelenkbogens für größere Spannweiten ist unter anderem in dem Aufsatz „Ein Beitrag zum Kapitel: Weitgespannte Eisenbetongewölbe" von Dr.-Ing. Pistor und Dr.-Ing. Zenns hingewiesen.)[1])

Abb. 1 gibt einen Längenschnitt durch die Haupt-Nebenhallen (je zwei Felder), während aus Abb. 2 der Querschnitt der ganzen Halle ersichtlich ist. Die Kenntnis des Wesens der „Kübler"-Bauweise wird hier als bekannt vorausgesetzt, so daß Einzelheiten der Konstruktion hier nicht gebracht werden.

Wenn die Quersteifigkeit der Halle durch die Dreigelenkbinder gewährleistet ist, so werden zur Erzielung der Längssteifigkeit in den Giebeln Gitterstützen angeordnet, die die auf sie anfallenden Windlasten einesteils unmittelbar auf den Erdboden und anderseits in Andreaskreuzverbände der Dachhaut übertragen, deren Auflagerdrücke sodann wieder durch zwei Portalrahmen in den Mittelschiffen aufgenommen werden, die in der Ebene der Fensterreihe der Mittelhalle liegen. Ursprünglich waren zwei Paare von Portalrahmen vorgesehen, und zwar je eines im vorletzten Felde vor den beiden Giebeln, um die auf die beiden Giebelflächen anfallenden Windkräfte alsbald in die Fundamente abzuleiten. Nachdem aber aus Gründen der Gesamtanordnung später der Haupteingang nicht, wie zuerst in Aussicht genommen, an einer Stirnseite, sondern in der Mitte der einen Längsseite angeordnet werden mußte, war es aus architektonischen Gründen erwünscht, die Stelle des Haupteinganges im Innern der Halle zu betonen. Dies geschah durch Zusammenziehen der beiden Portalpaare in ein entsprechend stärkeres Paar, das nun in demjenigen Binderfelde eingebaut wurde, das den Vorbau für den Haupteingang bildet.

Noch ein Wort über die beiden photographischen Aufnahmen: Die eine (Abb. 3) gibt den Blick in das Innere der Festhalle und läßt den gewaltigen Eindruck ahnen, den die kühne Holzkonstruktion auf den Beschauer macht. Das andere Bild (Abb. 4) vermittelt die äußere Ansicht der Halle. Sie ist einfach und schlicht, im neuzeitlichen Stile gehalten und wirkt durch diese Vorzüge vornehm und gediegen. (Der Entwurf zu den Hallen stammt von Baurat Graf des Städt. Hochbauamtes Ludwigshafen; Leitung Oberbaudirektor Sternlieb; mit der Errichtung dieser Festhalle haben sich die beiden Genannten um die Entwicklung Ludwigshafens verdient gemacht.)

Der statischen Berechnung wurden die für Bayern gültigen Beanspruchungen zugrunde gelegt; insbesondere wurden sämtliche Druckstäbe nach der in Bayern vorgeschriebenen Schwarz-Rankineschen Formel berechnet und bemessen. Die statische Untersuchung der Binder, Pfetten, Portalrahmen usw. wurde nach dem üblichen Verfahren durchgeführt, bietet also nichts Neues. (Die Prüfung der statischen Berechnungen usw. war dem Verfasser übertragen.)

Zum Schlusse soll noch kurz auf die Ursachen des Einsturzes der Holzkonstruktionen der großen Ausstellungshallen eingegangen werden. Bekanntlich ereignete sich dieser Unfall am 16. April 1925. Kurz vor dem Einsturz hatten 6 der Hauptbinder gestanden; 5 davon waren miteinander (durch die Fachwerkpfetten) verbunden; am 7. Hauptbinder wurde gearbeitet, die Binderkonstruktion war in sich vollständig fertig montiert, die vorhandene Querversteifung war durchaus genügend. An der westlichen Giebelwand wurde eben mit der Aufrichtung der Giebel-

[1]) „Die Bauzeitung" 1925, Heft 19 u. 20.

stützen begonnen. Die Portalrahmen waren noch nicht aufgestellt, sollten aber einige Tage später errichtet werden. Die Längsaussteifung war somit vorläufig nur durch die Fachwerkpfetten gebildet; daneben waren auch die üblichen Maßnahmen des Absprießens und des Verspannens der Konstruktion mit Drahtseilen getroffen, wie dies auch aus Abb. 5 ersichtlich ist. Die vorhandenen Versteifungen und Verankerungen waren zweckmäßig und sachgemäß angeordnet, wie ich mich durch eine Besichtigung zwei Tage vor dem Einsturz überzeugen konnte, und sie genügten m. E. den Anforderungen, die im allgemeinen an derartige Aussteifungen gestellt werden.

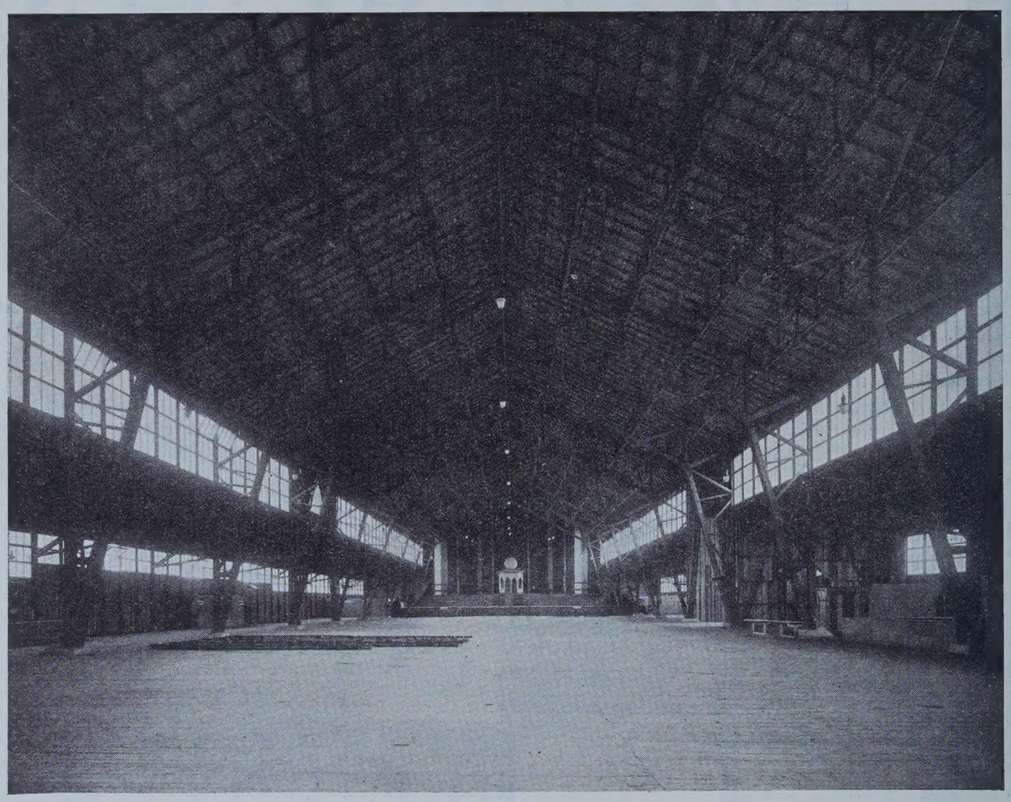


Abb. 3.

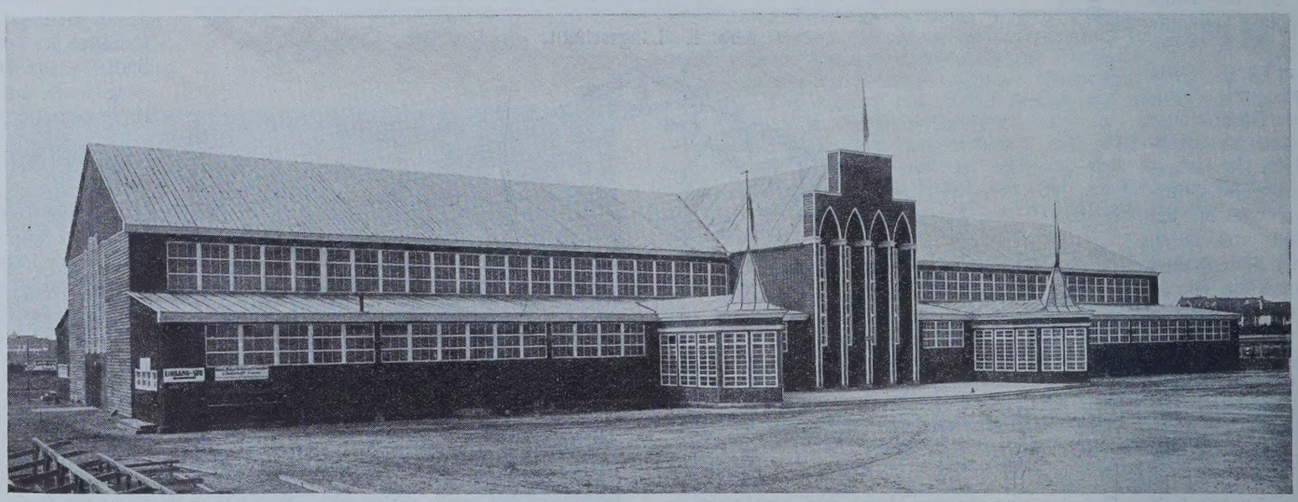


Abb. 4.

Der Sturm hat nun zu einem Zeitpunkte eingesetzt, in dem die Holzkonstruktion noch nicht diejenige Standfestigkeit aufzuweisen hatte, die nach ihrer Fertigstellung zu erwarten ist. Nach dem Bericht der städt. Wetterwarte Ludwigshafen herrschte am 16. April 1925 seit 6 Uhr vorm. ausgesprochen stürmisches Wetter, das sich besonders zur Zeit des Unfalls zwischen 11 und $11^1/_2$ Uhr vorm. zu einem heftigen Sturm steigerte. Nach der ganzen Witterungslage hielt die Wetterwarte das Auftreten von örtlichen Wirbelzentren und Böen von großer Kraft für wahrscheinlich. Eine Reihe von Einzelbeobachtungen in der Umgebung der Unfallstelle haben zudem die außergewöhnliche Heftigkeit der Windwirkung bestätigt. Beispielsweise wurde ein in der Nähe der Baustelle vorhandener 2,5 m hoher solider Bretterzaun umgeworfen, und zwar derart, daß seine Fallrichtung entgegen derjenigen des Gerippes der Festhalle verlief. Es liegt in der Natur der Dinge, daß man im damaligen Montagestadium in weitgehendem Maße auf die behelfsmäßigen Verstrebungen und Verspannungen angewiesen war, und die Beobachtungen während des Sturmes und nach diesem haben gezeigt, daß die getroffenen Schutzmaßnahmen lange Zeit den außerordentlich hohen Kräftewirkungen standzuhalten vermocht haben. Insbesondere die Drahtseilverspannungen haben lange Zeit einwandfrei Widerstand geleistet und sind erst zuletzt durch allmähliches Versagen ihrer Befestigung an den eingerammten Pfählen und den betonierten Fundamentkörpern unwirksam geworden. Das Umsinken der Holzkonstruktionen geschah deshalb auch so allmählich, daß von den zahlreichen an der Baustelle beschäftigten Arbeitern niemand verletzt wurde. In Berücksichtigung aller näheren Umstände bei dem Unfall ist deshalb der Verfasser, der im Auftrage des Stadtbauamtes Ludwigshafen sich zu dem Unfall als Gutachter äußern mußte — übrigens in Übereinstimmung mit dem Urteil anderer Fachleute —, zu

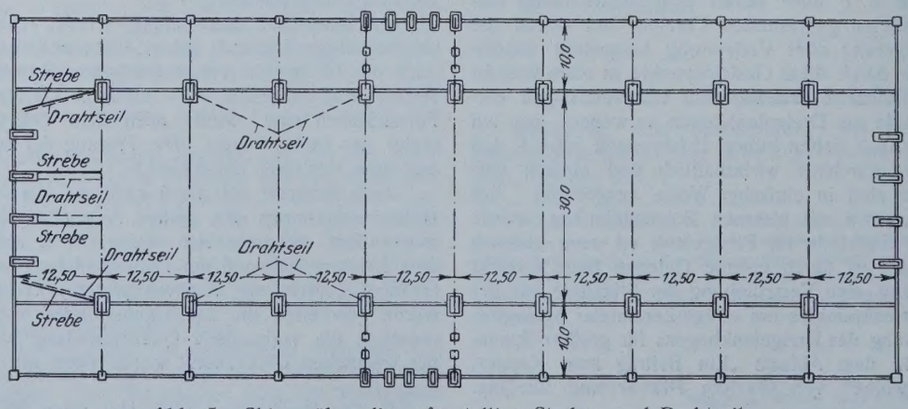


Abb. 5. Skizze über die aufgestellten Streben und Drahtseile.

dem Ergebnis gelangt, daß als Einsturzursache höhere Gewalt angenommen werden muß. Der Einsturz war nur durch das Zusammenwirken einer Reihe ungünstiger Begleitumstände in dem betreffenden Zeitpunkte möglich.

Das geschilderte bedauerliche Mißgeschick, das die ausführende Firma betroffen hat, hatte die Vernichtung fast der ganzen in 4 Wochen geleisteten Arbeit zur Folge. Trotzdem gelang es der Kübler A.-G., den Wiederaufbau der Halle so zu beschleunigen, daß bis Ende Mai die Halle für die auf diesen Zeitpunkt angesetzte Ausstellung dem Betriebe übergeben werden konnte. Es muß als eine außergewöhnliche Leistung bezeichnet werden, daß der ganze Bau trotz des Unfalls und der damals sehr schwierigen Arbeiterverhältnisse innerhalb einer Frist von etwa 10 Wochen fertiggestellt werden konnte.

Montage einer Eisenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal durch Überschieben.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Karner**, Dortmund.

Die „Phoenix“ Aktiengesellschaft für Bergbau und Hüttenbetrieb in Gelsenkirchen baut zurzeit eine eingleisige Hafenbahn vom eigenen Hafen am Rhein-Herne-Kanal bis Schacht 4/5 der Zeche Zollverein aus. Die in diesem Zuge erforderlichen eisernen Brücken, eine Fachwerkbrücke von 24,48 m Stützweite über die Verbandstraße OW III und eine Fachwerkbrücke von 60 m Stützweite über den Rhein-Herne-Kanal in km 20,5 + 55 wurden von Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführt. Bemerkenswert ist der Montagevorgang für die Kanalbrücke, da die Brücke am Kanalufer aufgestellt und in der Richtung der Brückenlängsachse über den Kanal hinweg in ihre endgültige Lage eingeschoben wurde. Die Hauptträger der Fachwerkbrücke sind halbparabelförmig und haben bei 60 m Stützweite eine größte Scheitelhöhe von 7,54 m. Die Hauptträger-Entfernung beträgt 4,8 m, die Lichtweite der Brückenkonstruktion 4,2 m. Der obere Verband reicht unter Berücksichtigung des Lichtraumprofils vom Scheitel rechts und links bis zu den Punkten 4 (Abb. 2), in den die Auflagerkräfte des oberen Verbandes durch senkrechte Portale in den unteren Verband übertragen werden. Die gesamte Konstruktion der Hauptträger, der Fahrbahn und der Verbände zeigt die bei eingleisigen Eisenbahnbrücken bekannte Ausführungsform. Die Brücke ist in St 37 ausgeführt und für den Lastenzug *G* nach den neuesten Vorschriften der Deutschen Reichsbahngesellschaft vom 25. Februar 1925 berechnet. Zu erwähnen ist noch, daß die Endquerträger neben den Brückenauflagern entsprechende Verstärkungen und Aussteifungen für Hublager erhalten haben, um die ganze Brücke bei Bodensenkungen anheben zu können. Das Gewicht der reinen Brückenkonstruktion, das für die Verschiebung, also ohne Oberbau, in Frage kommt, beträgt 175 t und das Gewicht der fertigen Brücke einschließlich der Stahlgußteile für die Lager rd. 178 t. Abb. 1 zeigt einen Blick in die am Lande fertig montierte Brücke ohne Oberbau unmittelbar vor dem Verschieben.

Die Brücke liegt senkrecht zur Kanalachse (km 20,5 + 55) und wurde auf dem nördlichen Kanalufer zusammengebaut, da der Einbau von Rüstungen, um die Brücke unmittelbar über ihren Lagern montieren zu können, von der den Bau beaufsichtigenden zuständigen Wasserbehörde unter Berücksichtigung des Schiffsverkehrs nicht gestattet werden konnte. Die einzige Montagemöglichkeit wurde nach eingehender Überlegung im Überschieben gefunden. Dieser Vorgang ist in Abb. 2 dargestellt. Die Gleise werden auf beiden Seiten des Kanals im Damm an die Brücke herangeführt. Da der Damm noch nicht geschüttet war oder keine geeignete Fläche für die Brückenmontage abgab, wurde die Brücke entsprechend tiefer auf gewachsenem Boden gebaut. Die Widerlager wurden aus diesem Grunde nur so hoch aufgeführt, als es das Überschieben der Brücke gestattete. Die Brücke selbst wurde nach dem Überschieben in ihre endgültige Höhenlage angehoben.

Bei Beginn der Montagearbeiten wurde zunächst das Gelände geebnet, dann wurden die Schienen und Träger für die Längsverschiebebahn verlegt (Abb. 3). Hierauf wurden auf beiden Seiten des Kanals die notwendigen Rüstungen vorbereitet, und zwar auf dem nördlichen Ufer, der eigentlichen Montageseite, die Ablaufrüstung aus drei Jochen *a*, *b*, *c* und auf dem südlichen Ufer die Auflaufrüstung, bestehend aus sechs Jochen *d*, *e*, *f*, *g*, *h* und *i* ausgeführt. Die Joche *a*, *b* und *c* nördlich und *h* und *i* südlich sind auf den seitlichen Treidelwegen auf Bohlen verlegt, die Joche *d*, *e*, *f* und *g* mußten gerammt werden. Ein Leitwerk am südlichen Ufer schützte das Gerüst gegen Beschädigungen durch den Schiffsverkehr.

Nach den vorbereitenden Arbeiten für das Überschieben der Brücke wurde durch Abdecken der Längsverschiebebahn ein Montagepodium geschaffen, die Gleise für einen Transportkran, der für den Zusammenbau notwendig war, wurden verlegt, der Montagekran selbst montiert und mit dem Zusammenbau der Brücke begonnen. Die Brückenteile wurden mit der Eisenbahn nahe an die Baustelle herangeschafft, an dieser entladen und mit Hilfe des Montagekrans eingebaut. Nach dem Zusammenbau wurde die Brücke unter Berücksichtigung der notwendigen Überhöhung abgenietet.

Zum Verschieben der Brücke war ein besonderer Schnabel vorbereitet worden (Abb. 4), der in den Punkten 0 oben und unten an die Hauptträger angeschlossen wurde. Der Schnabel hat eine gesamte Länge von

Abb. 1. Blick in die Brücke vor dem Überschieben.

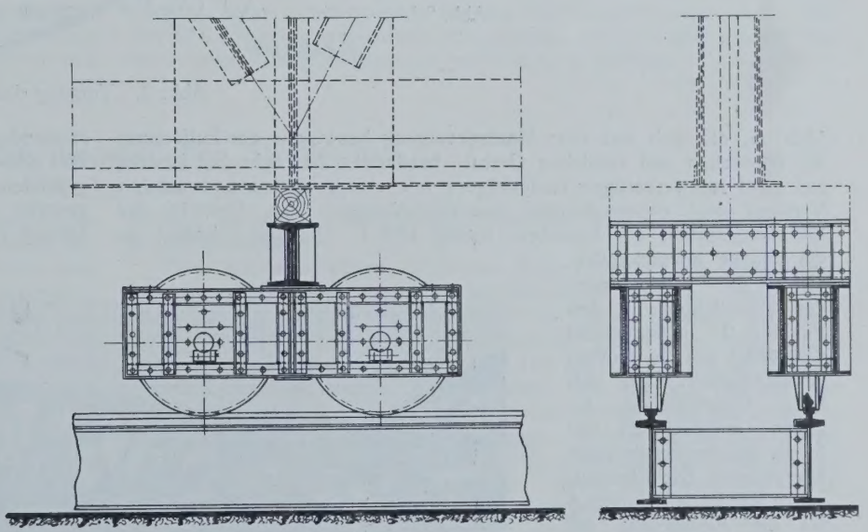


Abb. 3. Verschiebewagen und Längsverschiebebahn.

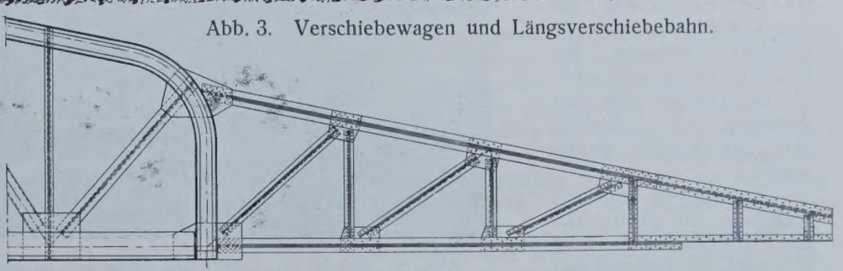


Abb. 4. Schnabelkonstruktion.

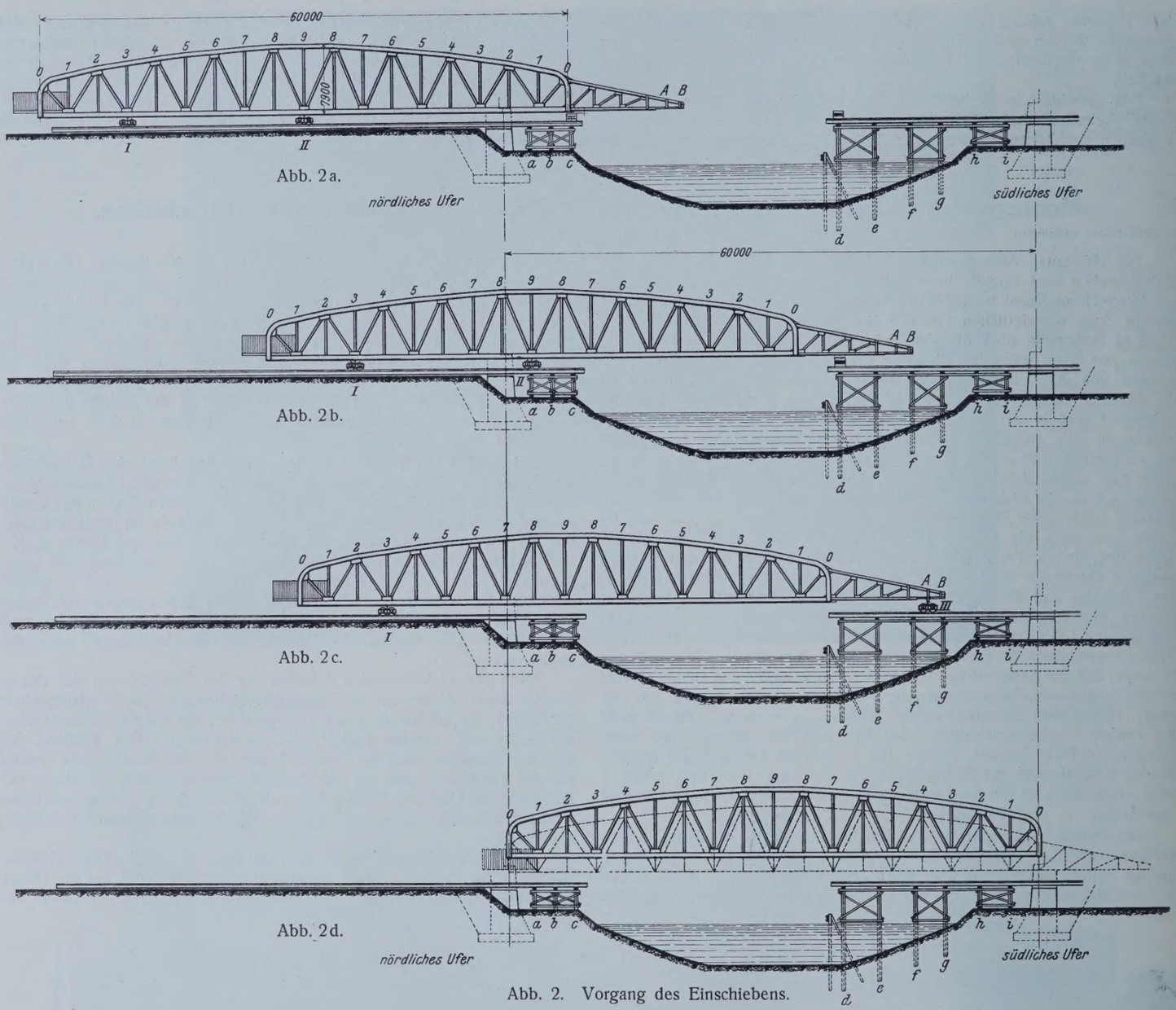


Abb. 2. Vorgang des Einschiebens.

13,50 m, die sich aus dem Montagevorgang bezw. aus der Entfernung der nördlichen und südlichen Gerüste bestimmt. Der Schnabel besteht aus zwei fachwerkartigen Hauptträgern mit einem oberen und unteren Verband und entsprechenden Querversteifungen. Das Gewicht der Eisenkonstruktion des Schnabels betrug 13,2 t. Um den Schnabel an die Brücke anzuschließen, waren die Knotenbleche der Hauptträger in den Punkten 0 entsprechend vergrößert, um die größten Anschlußkräfte, die sich beim Überschieben ergeben, aufzunehmen und in die Brückenkonstruktion überzuleiten. Die Schnabelspitze war in dem Punkte *A* für die Auflagerung auf einem Verschiebewagen eingerichtet, während der Punkt *B* als Angriffspunkt für die Hebepumpen zum Anheben des Schnabels mit der Brücke dienen mußte.

Da während des Überschiebens ein großer Teil der Brücke mit dem Schnabel frei auskragt und die Entfernung der unterstützenden Wagen gering ist, mußte die Brücke durch ein besonderes 40 t schweres Gegengewicht aus Sand an dem dem Schnabel entgegengesetzten Brückenende im Punkte 0 aufgebracht werden. Dieses Gegengewicht stellt in den kritischen Stadien das Gleichgewicht her; es verhindert ein Kippen der Brücke. Das gesamte zu verschiebende Gewicht setzte sich somit zusammen:

aus der Eisenkonstruktion der Brücke . . .	175 t
dem Gewichte des Schnabels . .	13,2 t
und dem Gegengewichte . .	40 t
also insgesamt:	228,2 t.

Abb. 5. Brücke am nördlichen Ufer, mit angebautem Schnabel auf dem Verschiebewagen ruhend, unmittelbar vor dem Verschieben.

Für die Verschiebung waren bereits sechs Stück Verschiebewagen vorbereitet, deren Konstruktion aus Abb. 3 hervorgeht. Zwei von diesen Wagen hatten eine Tragfähigkeit von je 100 t und vier Stück von je 50 t. Zum Bewegen der auf den Wagen gelagerten Brücke waren zwei Winden von zusammen 20 t Zugkraft notwendig. Diese waren am südlichen Ufer

verankert und zogen die Brücke mit Hilfe von Seilen, die am Schnabel angriffen, über den Kanal hinweg. Weiter waren zwei Hebepumpen am südlichen Ufer vorbereitet, die dazu dienten, um zweimal im Punkte *B* des Schnabels Schnabel und Brücke anzuheben und somit den Verschiebewagen untersetzen bezw. versetzen zu können. Die Pumpenhubkraft betrug 150 t. An Sicherheitsvorrichtungen waren zwei Kreuzlager über den Jochen *c* nördlich und *d* südlich eingebaut, die mit wenig Spielraum bis zum Untergurt der zu verschiebenden Brücke heranreichten. Diese Kreuzlager hatten die Aufgabe, etwa eintretende lotrechte Schwankungen der Brücke zu begrenzen. Im Punkte 4 der nördlichen Brückenhälfte wurde schließlich ebenfalls noch ein Kreuzlager mit 0,5 m freiem Raum bis zur Brückenunterkante vorgesehen. Die Kreuzlager sind während des ganzen Überschiebens nicht in Wirksamkeit getreten.

Nach diesen vorbereitenden Arbeiten und nachdem die Brücke, wie schon eingangs erwähnt, vollständig abgenietet und Schnabel und Gegengewichte aufgebracht waren, wurden auf dem nördlichen Ufer unter den Punkten 3 und 9 die Verschiebewagen I und II aufgestellt und die Brücke auf diese vier Wagen abgesetzt. Das vorhin erwähnte Montage-Podium war inzwischen entfernt worden, um ein ungehindertes Verfahren der Brücke auf der Verschiebebahn zu ermöglichen. Da der Pfosten 9 und die anschließenden Schrägstreben 8—9 in ihrer normalen Querschnittbemessung bezw. normalen Knicklänge den beim Verschieben auftretenden wechselnden Drücken bezw. Knicklasten nicht genügten, so mußten sie durch eine besondere Konstruktion aus Kantholz ausgesteift werden. Abb. 2a zeigt das eben geschilderte Baustadium unmittelbar vor dem Beginn des Verschiebens.

Die Brücke wurde nun mit Hilfe der Winden langsam vorwärts gezogen und legte zunächst einen Weg von rd. 43 m zurück, bis der Punkt *A* des Montageschnabels über das Joch *c* zu stehen kam. Jetzt wurde im Punkte *B* mit Hilfe der Hebepumpen der Schnabel und die Brücke angehoben und in den Punkten *A* der beiden Schnabelhauptträger je ein Verschiebewagen III untergebaut. Der Wagen II am nördlichen Ufer wurde bei dem Anheben durch die Punkte *B* entlastet und abgebaut, so daß die Brücke jetzt auf den Wagen I und III ruhte. Gleichzeitig wurde auch der größte Teil des Gegengewichtes entfernt, um den Wagen I zu entlasten. Auf den Wagen I nördlich und III südlich ruhend, wurde nun die Brücke weiter verfahren, und zwar so lange, bis der Wagen I unmittelbar über das nördliche Widerlager zu stehen kam. Der Wagen III stand dann gleichzeitig über dem südlichen Widerlager. Die Brücke wurde nun neuerdings im Punkte *B* des Montageschnabels angehoben, und die Wagen III wurden unter die Punkte 0 des südlichen Brückenendes gesetzt. Hierauf wurden die Punkte 0 am nördlichen Brückenende ebenfalls angehoben und der Verschiebewagen I (bisher unter den Punkten 3) nach den Punkten 1 verschoben. Die Brücke lag in diesem letzten Stadium wieder auf dem Wagen I unter 1 nördlich und dem Wagen III unter 0 südlich. In dieser Lagerung wurde die Brücke bis in ihre endgültige Lage verfahren. Die Brücke wurde nun zunächst beim Querträger 0 des südlichen Widerlagers angehoben, die Verschiebeträger wurden vom Joch *g* bis zum Widerlager neben den Trägern über Joch *d*—*g* geschoben und unter dem Punkt 1 über Joch *i* ein Kreuzlager gebaut. Am nördlichen Widerlager wurden die Träger der Verschiebebahn ebenfalls zurückgeschoben und über Joch *a* und *b* unter den Punkten 1 der Brücke ein Kreuzlager untergebaut. Die Brücke wurde nun in die richtige Höhenlage gebracht und auf den Kreuzlagern gut verlagert. Der Schnabel und die Gegengewichte waren zuvor entfernt worden. Die Widerlager konnten nun auf die richtige Höhenlage fertig betoniert und die Brücke auf ihre endgültigen Auflager gesetzt werden. Gleichzeitig mit den Endarbeiten am Widerlager wurden die Ab- und Auflaufgerüste am nördlichen und südlichen Ufer entfernt, das Kanalufer in den ursprünglichen Zustand gebracht, die Schienen und Träger der Längsverschiebebahn verladen und die gesamte Baustelle aufgeräumt. Abb. 2b zeigt die äußerste Stellung beim Verschieben der Brücke, solange die Brücke noch auf den Wagen I und II ruht, Abb. 2c zeigt die Brücke, auf den Wagen I und III ruhend, und in Abb. 2d ist die Brücke punktiert in ihrer letzten Verschiebelage und stark ausgezogen in ihrer endgültigen Lage gezeichnet. Abb. 5 schließlich zeigt die Lage der Brücke auf dem nördlichen Ufer mit dem angebauten Schnabel und mit den bereits untergebauten Wagen, die

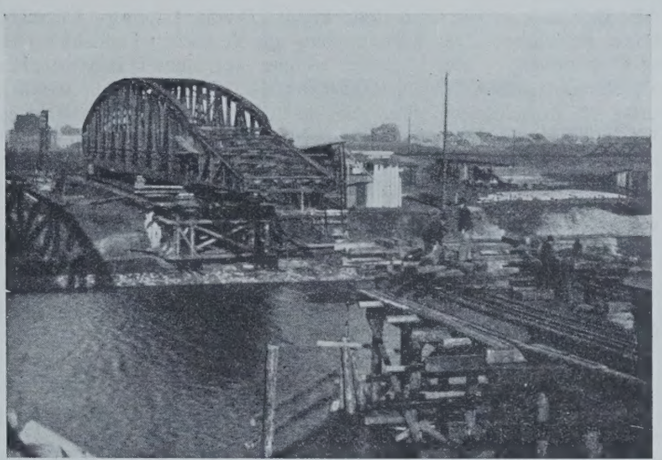


Abb. 6. Blick auf die Vorbereitung der Verschiebewagen am südlichen Ufer.

ganze Brücke somit fertig zum Verschieben. Abb. 6 stellt einen Blick auf die Verschiebebahn des südlichen Ufers dar. Man sieht, daß die Wagen eben vorbereitet werden, während die Brücke am nördlichen Ufer den für Abb. 5 bereits geschilderten Zustand, alles ebenfalls unmittelbar vor dem Verschieben, zeigt. Das Verschieben der Brücke fand an einem Sonntag unter gleichzeitiger Sperrung des Schiffsverkehrs statt. Die Arbeiten gingen programmäßig von statten, und für den ganzen Weg wurde eine Fahrdauer von etwa sechs Stunden benötigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Probleme beim neuzeitlichen Straßenbau.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. **Artur Speck,** Dresden.

Unter dieser Überschrift behandelt Landesoberbaurat a. D. Quentell, Düsseldorf, die Straßenbaufrage von heute. Den neuen Bauweisen, bei denen an Stelle des eingeschlämmten Sandes Teer, Asphaltbitumen oder Zement als Bindemittel tritt, steht das bewährte Kleinpflaster gegenüber. Der gesamte Bedarf für die Instandsetzung der Landstraßen kann aber nicht im entferntesten mit Kleinpflaster allein befriedigt werden, weil die Bruchanlagen nicht ausreichen und es an gelernten Arbeitern im Bruch und auf der Straße fehlt. (Da die Instandsetzung nur allmählich vor sich gehen kann, glaube ich, daß sich dieser Mangel dem Fortschritt der Arbeiten entsprechend beheben ließe, zumal es auch bei den übrigen Bauweisen zurzeit vor allem an Maschinen und Einrichtungen fehlt.) Die Folge war eine außergewöhnliche Preissteigerung im Sommer 1925 bis zur drei- bis vierfachen Höhe des Friedenspreises. Diese Lücke wird durch die neuzeitlichen Verfahren geschlossen, die ein schnelleres Tempo und die Verwendung ungelernter Arbeiter gestatten. Dies gilt insbesondere für die Steinschlagasphaltdecke, die im Durchschnitt um 25 bis 30 % billiger ist als das Kleinpflaster. (Ob diese Spanne auf die Dauer bleibt, bezweifle ich.) Wichtig ist die Anpassungsfähigkeit der Asphaltdecke an jede Verkehrsbelastung — für schwersten Verkehr 8 cm, für leichteren 5 cm — und der schnellere Arbeitsfortschritt durch die maschinelle Herstellung. Den Kosten für Kleinpflaster von 13 bis 18 R.-M./m² (letzterer Preis erscheint mir zu hoch), wozu noch ½ % jährlich an Unterhaltungskosten kommt, mit einer Haltedauer von 25 bis 30 Jahren, stehen 9 R.-M. für 1 m² Steinschlagasphalt mit einer Haltedauer von 20 bis 25 Jahren gegenüber. (Daß diese Decken 25 Jahre ohne Ausbesserung und Unterhaltung, insbesondere ohne Oberflächenanstrich halten sollen, ist m. E. zu günstig gerechnet.)

Nun hat man wegen der hohen Kosten vielfach zur Oberflächenbehandlung der wassergebundenen Schotterstraßen gegriffen. Die Teerung allein hat sich nicht so bewährt, besser das Doppelverfahren, erst Teer-, dann später Bitumenanstrich. Die Anstriche halten aber nicht lange. Rechnet man die Kosten auf eine lange Zeit aus, stellen sich die Gesamtkosten wegen der häufigen Wiederholungen des Anstrichs und der Notwendigkeit, etwa nach 5 bis 7 Jahren die Schotterdecke zu erneuern, sehr bald höher als die einmalige Ausgabe für eine hochwertige Decke von 25jähriger Lebensdauer mit wenig Unterhaltungskosten, die für den Verkehr deswegen viel vorteilhafter ist. Durch die hinhaltende Politik werden außerdem die Kosten für den endgültigen Ausbau doch schließlich nicht erspart.

Es ist deshalb wirtschaftlich falsch und bedeutet eine Verschleuderung von Volksvermögen, die Straßenunterhaltung aus unzulänglichen laufenden Mitteln zu bestreiten. Es ist vielmehr nötig, die durch die Kraftfahrzeugsteuer an sich gesicherten Einkünfte zu kapitalisieren und dadurch die finanzielle Grundlage für die Instandsetzung der Straßen in großem Zuge zu schaffen. Amerika und England haben diesen Weg bereits beschritten (die Freistaaten Baden und Sachsen inzwischen auch!) und die Baugelder durch staatliche Anleihen flüssig gemacht. Die Mehrausgaben, die der Verkehr bei schlechten Straßen zu tragen hat, werden nach verschiedenen Angaben auf 25 bis 50 % berechnet. (Die sächsische Denkschrift — vergl. auch meinen Aufsatz in Nr. 13 u. 14 der „Verkehrstechnik" 1926 —

nimmt 20 % als Ersparnis an Betriebs- und Wagenunterhaltungskosten an und rechnet als Ersparnis mehr als das Doppelte der Instandsetzungskosten einschließlich der Unterhaltung aus.) Dazu kommt die Ersparnis an Transportkosten bis zu 50 %. Quentell rechnet heute bei 400 000 Kraftfahrzeugen und 5000 tkm Jahresleistung und 5 Pf. Ersparnis auf 1 tkm eine Minderausgabe von 100 Mill. R.-M. aus. (In der sächsischen Denkschrift sind diese Ersparnisse nach den tatsächlich gemessenen Verkehrsleistungen und für die tatsächlich instandgesetzten Straßenlängen berechnet worden; es ergibt sich für das deutsche Netz von 190 000 km im Zeitraum der Instandsetzung eine Summe von 6 Milliarden R.-M. oder bei 15jähriger Bauzeit von 400 Mill. R.-M. jährlich im Durchschnitt, anfangs natürlich weniger, so daß man die Quentellsche Schätzung als richtig annehmen darf.[1]) Dr. Schenk kommt zu einem ähnlichen Ergebnis.)[2]) Die ordentlichen Haushalte reichen gerade aus, um die gesteigerte Unterhaltung der Landstraßen zu bezahlen, während das Geld für die einmalige Instandsetzung durch Anleihen aufgebracht werden muß. Also: sofortige Instandsetzung der Straßen aus Anleihemitteln, um volkswirtschaftliche Verluste zu vermeiden. Jede Behelfstätigkeit ist im Enderfolg doppelt so teuer.

Zu fast dem gleichen Ergebnis kommt Dr. Stellwaag, Düsseldorf, in seiner Broschüre: „Der Wiederaufbau der deutschen Landstraßen und seine Finanzierung." Der Verfasser rechnet mit einer Hauptnetzlänge der deutschen Landstraßen[3]) von 30 000 bis 40 000 km, wovon 10 000 km vordringlich zu befestigen sind. Bei 80 % Steinschlagasphaltstraßen und 20 % Kleinpflasterstraßen (eine sehr willkürliche Annahme!) ergeben sich 600 Mill. R.-M. an einmaligen Kosten, die bei einer Haltedauer von 25 Jahren und einem Tilgungssatz von 8 % 56 Mill. R.-M. jährlich erfordern, ein Betrag, der etwa dem Aufkommen der Kraftfahrzeugsteuer in Deutschland im Jahre 1924 entspricht. Damit läßt sich das erste Drittel des Hauptnetzes instandsetzen. Die Mittel für die weitere Instandsetzung sollen aus dem steigenden Ertrag der Kraftfahrzeugsteuer gedeckt werden. Im übrigen kommt Dr. Stellwaag betreffs der hinhaltenden Oberflächenbehandlung zu dem gleichen Ergebnis wie Quentell.

Wenn man von Einzelheiten absieht — es wäre erwünscht gewesen, in beiden Aufsätzen die Beweisführung auf alle hochwertigen Decken, nicht nur auf die Steinschlagasphaltdecke zu erstrecken und einen Abschnitt über die Oberflächenbehandlung bei mittlerem Verkehr einzuschalten, wo diese Bauweise dauernden Erfolg hat —, kann man die Schlußfolgerungen Wort für Wort unterschreiben und wünschen, daß die Straßenbauverwaltungen baldigst mit den nötigen Mitteln zur sofortigen Instandsetzung der Landstraßen ausgestattet werden. Wassergebundene Schotterstraßen sind überhaupt nicht mehr am Platze, weil sie nicht wirtschaftlich sind. Ihre Haltedauer wird durch Oberflächenbehandlung wesentlich verlängert. Bei mittlerem Verkehr wird noch auf lange Zeit hinaus mit Oberflächenbehandlung, besser mit Halbtränkung und Oberflächenbehandlung eine widerstandsfähige Decke erhalten werden können. Bei starkem und schwerem Verkehr ist nur die hochwertige Decke wirtschaftlich und nur sie allein verkehrstechnisch vertretbar. Jede Behelfsmaßnahme ist grundsätzlich zu verwerfen. Die Instandsetzung muß sofort vorgenommen werden, weil

1. der Gewinn der Wirtschaft ein Vielfaches der Ausgaben beträgt und
2. die Unterlassung oder auch nur Hinausschiebung der Instandsetzung eine Vergeudung von Betriebs- und Wagenunterhaltungskosten für die Fahrzeughalter und eine Verteuerung der Produktion zur Folge hat.

Die beiden Abhandlungen Quentells und Dr. Stellwaags haben diese beiden Sätze, die ich erstmalig in einem Vortrage in Dresden im November 1925 bewiesen habe, auf anderem Wege vollauf bestätigt. Mögen die Schriften recht weite Verbreitung finden.

[1]) Dr. Speck, Das Straßenproblem usw. in der „Verkehrstechnik" 1926, Nr. 14, S. 226.

[2]) Dr. Schenk, Die Kraftwagenstraße, Zementverlag 1925, S. 104 u. f.

[3]) Dr. Speck, Karte der Hauptdurchgangsstraßen Deutschlands in der „Verkehrstechnik" 1925, Nr. 50, S. 965.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Elastizität der Baustoffe.

Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur.

(Nach einem Vortrage, gehalten am 6. Mai 1926 in der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von **Otto Graf.**

Bei der Bemessung vieler Bauwerke hat die Größe der Elastizität der Baustoffe maßgebende Bedeutung, sei es hinsichtlich der Anstrengungen, die der Baustoff unter den obwaltenden Umständen erfährt, oder sei es in bezug auf die Größe der Formänderungen, die in bestimmter Richtung nicht überschritten werden sollen. Der verantwortliche Ingenieur hat deshalb — streng genommen von Fall zu Fall — zu untersuchen, ob die zu seinen Berechnungen über die Eigenschaften der Baustoffe gemachten Voraussetzungen hinreichend zutreffend sind.

Diese Sachlage bedarf fortdauernder Beachtung, zurzeit wohl in besonderem Maße, weil wir durch unsere wirtschaftlichen Verhältnisse veranlaßt sind, die Eigenschaften der Werkstoffe mehr als früher auszunutzen, ferner weil in neuerer Zeit höherwertige Baustoffe, deren Eigenschaften erst in jüngster Zeit einigermaßen erforscht worden sind, als Massenerzeugnisse (Baustahl, hochwertiger Zement usf.) zur Verfügung stehen. Wir werden fragen müssen, ob die üblichen Rechnungen für die heute erlangbaren Baustoffe ausreichend zutreffende Voraussetzungen machen, ob die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe in üblicher Auffassung (z. B. die Druckfestigkeit) in bestimmter Beziehung zu den elastischen Eigenschaften steht, usf.

In diesem Sinne sei es mir gestattet, die derzeitigen Erkenntnisse über die Elastizität der wichtigsten Baustoffe kurz zu erörtern. Dabei soll auch über Beobachtungen berichtet werden, die in neuerer Zeit an Natursteinen und Beton gemacht wurden und die mir durch die Unterstützung der Vereinigung der Freunde unserer Hochschule sowie der Helmholtzgesellschaft möglich geworden sind.[1])

Der wichtigste Werkstoff ist immer noch das Metall, im Bauwesen das Flußeisen, heute **Flußstahl** genannt. Auf ihn möge zuerst eingegangen werden, wobei zunächst allgemein Bekanntes wiederholt sei, um genügende Klarstellung zu ermöglichen.

Für den Flußstahl ist allgemein üblich, als Dehnungszahl für Zug- und Druckbeanspruchung den Wert $\alpha = 1 : E = 1/2\,100\,000$ oder rund 0,47 Milliontel vorauszusetzen, und zwar für den ganzen Bereich der zulässigen Zug-, Druck- und Biegungsanstrengungen, die bei eisernen Brücken[2]) und Hochbauten[3]) unter gewissen Voraussetzungen mit gewöhnlichem Handelseisen (Flußstahl) St 37 bis zu 1600 kg/cm², mit Baustahl St 48 bis zu 2080 kg/cm² reichen dürfen; für gewöhnliche Eisenbetonbauten gelten die Grenzen 1200, bezw. 1500 kg/cm².

Beim Vergleich der in unseren Berechnungen üblichen Dehnungszahl mit den Ergebnissen der Materialprüfungen ist zunächst hervorzuheben, daß die Dehnungszahl 1/2 100 000 für die elastischen Formänderungen des im Bauwesen verwendeten Flußstahls ausreichend zutrifft, und zwar bis zu Belastungen, die erheblich über die als zulässig geltenden hinausgehen. Beispielsweise zeigt Abb. 1 in dem ausgezogenen Linienzug die federnden, also die elastischen Verlängerungen eines Stabes aus St 37 mit der Zugfestigkeit $K_z = 3768$ kg/cm². Die Dehnungszahlen aus den federnden Verlängerungen fanden sich hier zu 1/2 130 000 bei $\sigma = 0$ bis 320, bis 1/2 070 000 bei $\sigma = 1600$ bis 1920 kg/cm². Die Dehnungszahl erscheint hier also wenig veränderlich. Ganz ähnliches war für Stahl höherer Festigkeit festzustellen; wie Abb. 2 zeigt, blieb die Dehnungszahl der federnden Dehnungen bis nahe zur Streckgrenze σ_s fast unverändert. Auch die Beobachtungen bei oftmaliger nicht zu rascher Wiederholung der Belastungen, bei verschiedener Größe der Laststufen, bei verschiedener Geschwindigkeit der Belastungssteigerung, selbst nach Überanstrengung des Baustoffs weit über die Fließgrenze hinaus, auch nach verschiedener Wärmebehandlung usf. ergaben, daß die Dehnungszahl der federnden Dehnungen zu 1/2 100 000 gewählt werden darf, ohne daß damit unter den Verhältnissen des Bauwesens erhebliche Fehler entstehen.[4])

Außer den federnden Formänderungen haben wir die bleibenden zu beachten. Abb. 1 zeigt für einen Probestab aus gewöhnlichem Handelsstahl St 37, daß bereits bei $\sigma = 640$ kg/cm² bleibende Dehnungen gemessen wurden; sie betrugen hier $\frac{0{,}05}{6{,}00} \cdot 100 = 0{,}8$ % der federnden.[5])

[1]) Bei der Ausführung dieser Versuche hat mich Herr Ingenieur Brenner mit besonderer Umsicht unterstützt.

[2]) Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1925.

[3]) Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe. Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 25. Februar 1925.

[4]) Vergl. z. B. C. Bach und R. Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder, 2. Aufl.

[5]) Auch bei kleineren Lasten sind bleibende Dehnungen festzustellen. Der Nachweis erfordert empfindlichere Instrumente, als sie beim Versuch zu Abb. 1 verwendet worden sind.

Nachdem $\sigma = 1600$ kg/cm² gewirkt hatte, war die bleibende Dehnung $\frac{0{,}83}{15.10} \cdot 100 = 5{,}5\ \%$ der federnden. Nach Wegnahme von $\sigma = 1920$ kg/cm² fand sich dieses Verhältnis schon zu $\frac{9{,}64}{18{,}19} \cdot 100 = 53\ \%$. Abb. 1 läßt hiernach erkennen, daß zu den federnden Formänderungen bereits unter niederen Anstrengungen zunächst sehr kleine, allmählich wachsende bleibende Dehnungen hinzugekommen

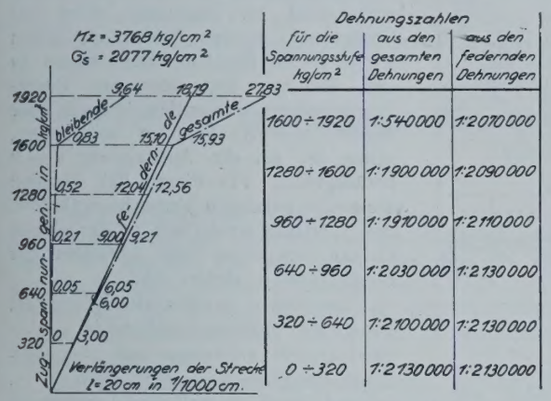


Abb. 1. Elastizität von Flußeisen (St 37).

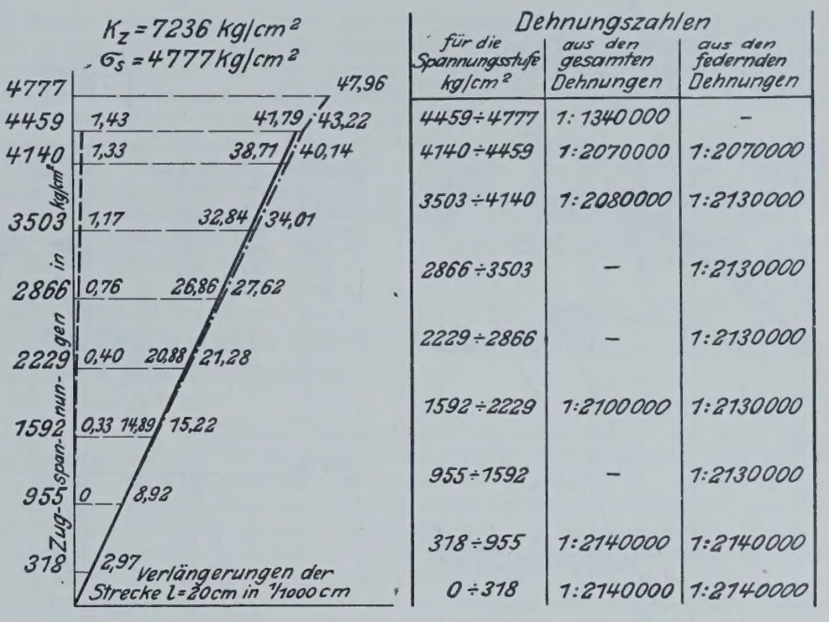


Abb. 2. Elastizität von Flußstahl.

sind, die nach Überschreiten von $\sigma = 1600$ kg/cm² bedeutend zunahmen. Damit wurden die Dehnungszahlen der gesamten Formänderungen allmählich größer als die Dehnungszahlen der federnden, wie Abb. 1 nachweist. Schon für die Stufe 960 bis 1280 kg/cm² stieg die Dehnungszahl der gesamten Dehnungen auf 1/1 910 000.

Ein verwandtes Bild gibt Abb. 2, gültig für Stahl mit höher gelegener Streckgrenze, mit dem Unterschiede, daß die bleibenden Dehnungen erst nach $\sigma = 4459$ kg/cm² bedeutend werden. Alle diese Erscheinungen sind längst bekannt. Sie bringen uns heute vor allem in Erinnerung, daß der Flußstahl unter zulässigen Lasten nicht als völlig elastisch anzusehen ist, wenn der Werkstoff, wie hier geschehen, erstmalig steigenden Belastungen mit wiederholten Zwischenentlastungen unterworfen wird.

Weitere Beobachtungen, die auf Bauschinger zurückgehen,[6]) von C. Bach grundlegend verfolgt,[7]) von anderen Forschern auf verschiedenen Wegen reich vermehrt wurden,[8]) bringen uns zu folgender Anschauung, ohne daß diese bis jetzt streng begründet ist. Bei regelmäßiger Wiederholung von Belastungen — innerhalb gewisser Grenzen — erreichen die bleibenden Dehnungen mehr oder minder rasch einen Grenzwert, so daß nur noch federnde Dehnungen auftreten. Es bildet sich im Material allmählich ein Zustand, mit dem nur elastische Formänderungen auftreten, wie es unsere Rechnungen von vornherein annehmen. Werden nach Eintritt eines solchen Zustandes die Grenzen der Belastung erweitert, so treten neue bleibende Formänderungen hinzu; wird jeweils wieder beobachtet, ob die bleibenden Formänderungen einen Grenzwert annehmen oder nicht, so finden sich schließlich Belastungsgrenzen, unter denen das Material dauernd nachgibt, also außer den federnden Formänderungen fortdauernd wachsende bleibende Formänderungen erfährt. Die Belastung, die nach einer mehr oder minder großen Zahl von Wiederholungen von einer gleichbleibenden unteren oder entgegengesetzten Grenze aus eben nur federnde Formänderungen hervorruft, wird sinngemäß als Elastizitätsgrenze unter den obwaltenden Umständen und als diejenige Beanspruchung aufzufassen sein, die dem Material — in gleicher Weise oftmals auftretend — höchstens zugemutet werden darf.

Die Größe der Belastung zu erkunden, die von verschiedenen Baustoffen unter bestimmten Verhältnissen dauernd ertragen wird, ist selbstverständlich eine wichtige Aufgabe und seit langer Zeit Gegenstand vieler Versuche. Die ersten praktisch wichtigen Aufschlüsse verdanken wir Wöhler[9]). Er schrieb vor 56 Jahren u. a.: Des Bruch der Materials läßt sich durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze, also die Zugfestigkeit oder die Biegungsfestigkeit bei gewöhnlichem Bruchversuch, erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend.

Diese Folgerung wurde im wesentlichen durch zahlreiche Versuche späterer Forscher bestätigt. Für sehr verschiedene Baustoffe sind im einzelnen die Beziehungen zwischen dem Widerstande gegen oftmalige Belastung und Entlastung und der Art sowie der Größe der Lasten verfolgt worden.

Abb. 3 zeigt Beispiele aus den Versuchen, die in Urbana von Moore geleitet werden. Die Abmessungen der Proben sind für den mittleren, schwächsten Teil in Abb. 3 oben angegeben. Die Stäbe wurden unter fortdauernder Drehung durch eine Querkraft, außerdem in der Regel mit einer Zugkraft belastet. Die größten Beanspruchungen traten nacheinander an allen Punkten des Umfangs des mittleren Querschnitts auf. Gesucht wurden bei verschiedenen Biegungs- und Zugbelastungen die Lastgrenzen, die bei oftmaliger Wiederholung nicht überschritten werden durften, wenn der Bruch nicht eintreten sollte. So fanden sich für einen Stahl mit 0,53 % Kohlenstoff die mit Kreisen bezeichneten Spannungsgrenzen; sie sind durch den inneren gestrichelten Linienzug zusammengefaßt. Hiernach konnte die Last schwanken zwischen

	+ 33,7	und	— 33,7	kg/mm²,	insgesamt um	67,4 kg/mm²
oder zwischen	+ 38,6	„	— 25,8	„	„	64,4 „
„ „	+ 43,6	„	— 17,4	„	„	61 „
„ „	+ 45,7	„	0	„	„	45,7 „
„ „	+ 46,4	„	+ 13,3	„	„	33,1 „

ferner könnte gemäß der Spitze des Linienzuges der ruhende Zug bis rd. 47 kg/mm² betragen.[10]) Dieses Beispiel gilt für Material mit der Streckgrenze $\sigma_s = 49$ kg/mm². Die höchste Anstrengung, die das Material ertrug, lag also etwas unter der Streckgrenze σ_s; sie blieb um so mehr unter σ_s, je größer die Schwingungen waren. Beim Wechsel zwischen gleich großem Zug und Druck sank die dauernd zulässige Anstrengung — auch Schwingungsfestigkeit genannt — auf $\pm 33{,}7$ kg/mm², also auf $\frac{33{,}7}{49} \cdot 100 = 69\ \%$ von σ_s.

Ähnlichen Verlauf zeigt in der gleichen Abbildung der äußere gestrichelte Linienzug, gültig für Nickelstahl. Auch hier liegt die höchste Anstrengung etwas unter der Streckgrenze σ_s; die Schwingungsfestigkeit ergab sich zu rd. 55 % von σ_s.

Gleichartige Ergebnisse finden sich in Abb. 4, aus Versuchen des Engländers Smith zusammengestellt, sowie in Abb. 5, aus einer persönlichen Nachricht von Moore über gewöhnliches Baueisen stammend.

Aus diesen und zahlreichen weiteren Versuchen war zu entnehmen, daß unter den Verhältnissen, wie sie bei den Versuchen gewählt waren, die Schwingung zwischen gleich großen Zug- und Druckspannungen in der Regel mindestens das 0,5fache, meist mindestens das 0,6fache der Streck-

[6]) Mitteilungen aus dem Mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München, namentlich im 13. Heft (1886).

[7]) C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 1. bis 10. Aufl.

[8]) Vergl. u. a. Rasch, Internationaler Verband für die Materialprüfungen der Technik 1909, VII, 3; Moore und Kommers, Bulletin 124, 136, 142 und 152 der University of Illinois 1921 bis 1925; Mailänder, Bericht Nr. 38 des Werkstoffausschusses des Vereins deutscher Eisenhüttenleute 1924.

[9]) Zeitschrift für Bauwesen 1870, S. 83 u. f.

[10]) Ob der zur Spitze gezogene Verlauf der Linienzüge zutreffend ist, sei zunächst dahingestellt. Diese Annahme ist praktisch ohne erhebliche Bedeutung, da völlig ruhende Lasten nur sehr selten vorkommen.

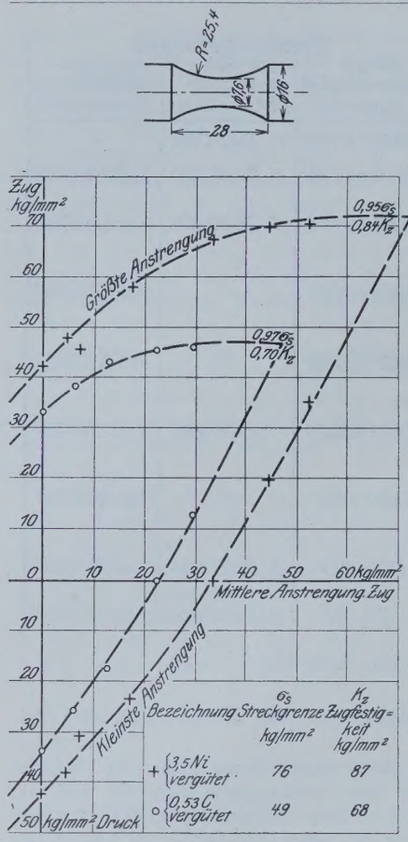


Abb. 3. Versuche mit Probestäben aus Flußstahl und Nickelstahl unter wechselnder Anstrengung. (Biegung und Zug).

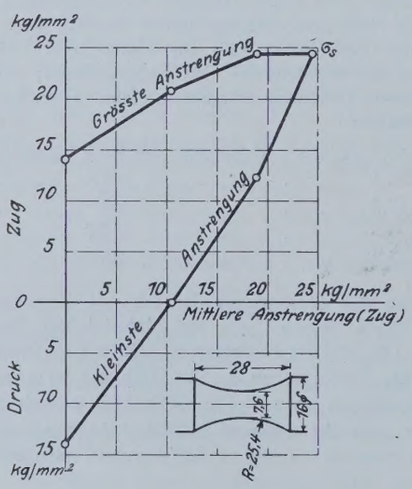


Abb. 5. Widerstandsfähigkeit von gewöhnlichem Baueisen bei oftmaliger Belastung.

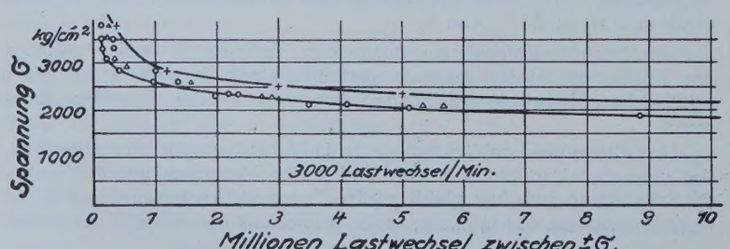


Abb. 7. Biegungsfestigkeit von S.-M.-Stahl bei oftmals wiederholter Belastung.

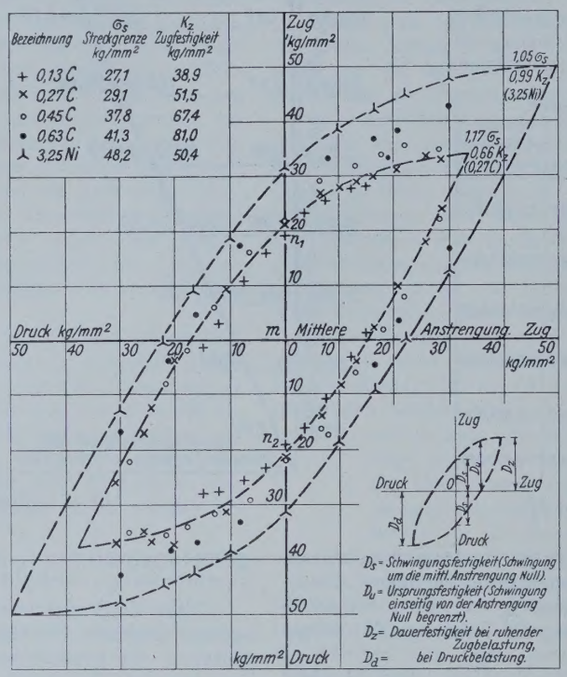


Abb. 4.

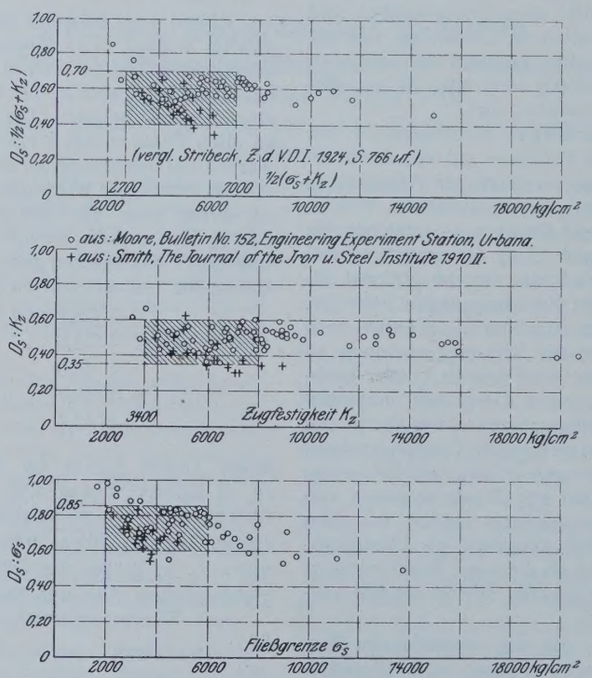


Abb. 6. Beziehungen der Schwingungsfestigkeit D_s zu σ_s, K_z und $^1/_2\ (\sigma_s + K_z)$.

grenze σ_s betragen darf.[11]) Weiter besagen die vorliegenden Beobachtungen (vergl. u. a. Abb. 3), daß bei ruhender Belastung nahe an die Fließgrenze σ_s herangegangen werden darf, sofern die Größe der Dehnungen außer acht bleiben darf und Beeinträchtigung der Festigkeitseigenschaften durch unsachgemäße Behandlung vermieden wird.[12]) Beide Fälle sind im Bauwesen nicht die häufigsten. In den Bauwerken haben wir es in der Regel mit Belastungen zu tun, die nur Zug- oder nur Druckanstrengungen hervorrufen, in mehr oder minder weiten Grenzen schwanken, selten bis auf die Anstrengung $\sigma = 0$ zurückgehen. Für diesen Fall besagen die vorhin gezeigten Versuchsergebnisse, daß σ, oftmals wiederholt, an der oberen Grenze bis etwa zum 0,8fachen der Streckgrenze σ_s steigen darf.

Für unser gewöhnliches Baueisen, das eine Mindeststreckgrenze $\sigma_s = 2400$ kg/cm² aufweisen soll — allerdings nicht immer erreicht (Abb. 1) —, würde hiernach die zulässige Anstrengung unter gewöhnlichen Verhältnissen bis $0{,}8 \cdot 2400 = 1920$ kg/cm², bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug und Druck jedoch nur bis $0{,}6 \cdot 2400 = 1440$ kg/cm² betragen dürfen. Mit Baustahl von $\sigma_s = 3000$ kg/cm² steigt die hiernach zulässige Anstrengung mit der Streckgrenze, wie dies u. a. in den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn vorgesehen ist.

Der Stahl mit höherer statischer Festigkeit erscheint bei Dauerbelastung nicht weniger wirksam, als wir bisher annahmen, was für den Konstrukteur besonders wertvoll sein dürfte. Diese Betrachtungen zeigen weiter — wenigstens in den wichtigsten Grenzen —, daß die bisher üblichen zulässigen Anstrengungen an sich durchweg auf der sicheren Seite liegen, so daß der Wunsch, die zulässigen Anstrengungen für sorgfältig konstruierte und zuverlässig hergestellte Bauteile zu erhöhen, eine gewisse Berechtigung haben dürfte. Für diese Folgerung sprechen noch andere Beobachtungen. U. a. ist festgestellt, daß örtliche Überanstrengungen, die noch etwas über die Fließgrenze hinausgehen, in beschränkter Zahl die Widerstandsfähigkeit nicht deutlich vermindern, namentlich wenn die Reckung allmählich vor sich geht.[13]) Weiter wird hervorgehoben, daß die vorhin angegebenen Dauerfestigkeiten durch Versuche gewonnen wurden, bei denen die Zahl der Wechsel zwischen Belastung und Entlastung bis mehr als 10 Millionen betrug, während bei geringer Zahl der Lastwechsel die Anordnung — nach dem Vorgange von Stribeck — zum arithmetischen Mittel von σ_s und K_z. Da es sich vielfach um Einzelwerte handelt, ist noch nicht zu übersehen, welche Beziehung die wichtigste ist. Meines Erachtens hat der Bauingenieur die Streckgrenze in erste Linie zu stellen. Eisen, dessen Streckgrenze nahe der Zugfestigkeit liegt und das für die Verarbeitung genügende Formbarkeit hat, erscheint damit als der wünschenswerte Baustoff, sofern es bei der Behandlung, namentlich unter höheren Temperaturen, nicht geringwertiger ist als der heutige Baustahl.

[11]) Abb. 6 gibt auch über die Beziehungen zur Zugfestigkeit K_z Auskunft,

[12]) Vergl. das demnächst erscheinende Buch: Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1. Band, 1. Kapitel (Graf), S. 60 u. f.

[13]) Vergl. Graf, Aus amerikanischen Versuchen über den Einfluß der Kaltreckung auf die Schwingungsfestigkeit von Flußeisen, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 17.

strengung weit höher sein darf (Abb. 7); nach Lasche. Da die Höchstbelastungen von vielen Bauwerken nur in sehr beschränkter Zahl zu erwarten sind, so seien solche Bauwerke verhältnismäßig widerstandsfähiger, als unsere Rechnungen annehmen lassen. Anderseits ist aber zu bemerken, daß unsere Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit des Flußstahls gegen oftmalige Belastung mit kleinen Proben gewonnen wurden, die bei manchen Versuchen, z. B. Abb. 3, nur in einem Querschnitt die höchste Anstrengung erfahren haben, worin eine wesentliche Abweichung gegenüber den Verhältnissen in wichtigen Bauteilen liegt. Weiterhin ist wichtig, daß die besprochenen Versuche mit Stäben ausgeführt wurden, die in der Versuchsstrecke sorgfältig gedreht und poliert wurden und daß Versuche mit anderen Stäben, die nur gedreht waren oder sonstige dem Bauingenieur vielleicht unbedeutend erscheinende Oberflächenmängel aufwiesen, erheblich geringeren Widerstand gegen oftmalige Zug- und Biegungsanstrengung lieferten. Auch das Vorhandensein von Materialfehlern ist in Rechnung zu stellen.

Alle diese Umstände werden bei Übertragung der Versuchsergebnisse auf die praktischen Verhältnisse, also vor allem auf Bauglieder aus Eisen mit Walzhaut zu beachten sein, bis festgestellt ist, ob und inwieweit die Widerstandsfähigkeit von großen Stäben aus Eisen mit Walzhaut bei oftmaliger Belastung anders ausfällt als mit kleinen polierten Proben. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau.

Von Regierungsbaurat **E. Salisko** in Regensburg.

(Schluß aus Heft 32.)

Der Kommandoraum zwischen Schalthaus und Krafthaus ist so gelegen, daß das Krafthaus gut überblickt und das Schalthaus rasch erreicht werden kann. Ein Laufkran von 50 t Tragfähigkeit und ein geräumiger Abstellplatz im Krafthaus erleichtern Montage- bezw. Auswechslungsarbeiten. Um für den Fall, daß nach einem Stillstande der Anlage bei HW starker Frost eintritt, das Krafthaus rasch durchheizen zu können, ist eine Warmluftheizung vorgesehen.

Die Einläufe zu den Turbinenkammern werden verschlossen durch unterteilte Holzschütze mit Zahnstangenaufzug. Der Antrieb geschieht elektrisch oder mit Hand. Nach der Inbetriebnahme des Werkes wurde noch eine Rechenputzmaschine aufgestellt und auf dem Krafthauspfeiler vor dem Krafthaus ein Derrick, der ein bequemes Ausladen mit Schiff ankommender Maschinenteile ermöglicht.

Der im Krafthaus erzeugte Strom wird von der zwischen der „Rhein-Main-Donau A.-G." und dem „Großkraftwerk Franken" gebildeten „Betriebsgemeinschaft Kachlet-Franken" restlos abgenommen.

Wie schon eingangs erwähnt, soll nach der Durchführung der Großschiffahrtstraße der Lech auch Kraftwasser liefern; das Krafthaus wird dann um zwei Maschinensätze erweitert. Aus diesem Grunde wurde der Erdaushub schon jetzt in der für den Endausbau nötigen Breite vorgenommen; der in der Verlängerung des Krafthauses zwischen Ober- und Unterwasser stehengebliebene Kern ist durch Ufermauern eingefaßt, in deren Schutz später die Erweiterung ausgeführt werden kann.

Wohngebäude. An der Staatsstraße Schweinfurt—Bamberg, die unmittelbar südlich der Anlage vorbeiführt, liegen zwei Wohngebäude, das „Schleusenmeistergehöft" mit Dienstraum, Geräteschuppen, Aufenthaltsraum für die Schiffer und Dienstwohnungen für den Schleusenmeister und seinen Gehilfen und das „Werkwohngebäude" mit vier Wohnungen für den Werkmeister und die drei Maschinisten.

Bauausführung. Die Bauarbeiten umfaßten in der Hauptsache rd. 1,2 Mill. m^3 Erdbewegung, die Herstellung von rd. 60 000 m^3 Beton und über 2000 m^3 Hausteinmauerwerk, die Baggerung von nahezu 70 000 m^3 Betonierkies aus dem Main und rd. 100 000 m^2 Pflasterarbeiten. Begonnen wurde mit den Erdarbeiten für den Schleusenoberkanal schon im Jahre 1921 als Notstandsarbeit. Die Baggerarbeiten für den Durchstich begannen im Januar 1922. Im Sommer dieses Jahres wurden die Kunstbauten vergeben; gerade als die Betonarbeiten im Dezember 1922 begonnen hatten, wurde die Baustelle durch mehrere aufeinanderfolgende HW überflutet, wodurch der Baubetrieb bis zum März 1923 nahezu völlig ruhte. In der kurzen Zeit vom März bis Dezember 1923 wurden dann die hauptsächlichsten Kunstbauten ausgeführt, so daß schon im August 1923 mit der Montage in den Schleusenhäuptern, Ende 1923 mit der Montage der Walzen und im Februar 1924 mit den Montagen im Krafthause begonnen werden konnte.

Um die Betonierung der Kammermauern in der Schleuse möglichst zu fördern, hatte die Firma C. Brandt, der sämtliche Kunstbauten übertragen waren, ein fahrbares Betoniergerüst aufgestellt (Abb. 8). Dieses bestand aus zwei kleinen Gerüsten, mittels derer die beiden Kammermauern bis zum Beginn des Verkleidungsmauerwerkes hochbetoniert wurden; an diese Gerüste schlossen die beiden großen Betoniergerüste an, von denen aus das Verkleidungsmauerwerk versetzt und dahinter der Beton bis zur Mauerkrone hochgetrieben wurde. Mittels dieser Gerüste gelang es, die beiden Mauern eines Schleusenabschnitts von 30 m Länge mit rd. 1800 m^3 Beton in einer Woche zu betonieren. Nachdem der Beton abgebuuden hatte, wurden die gelenkartig an den Gerüsten befestigten Schalungen zurückgeklappt und die vier auf Schienen laufenden Gerüste zusammen mit Flaschenzügen um 30 m verschoben. Das Verschieben einschließlich des Wiederausrichtens der Schalungen erforderte 1 bis 2 Tage; dann konnte mit dem nächsten Betonierabschnitt begonnen werden. Die Hausteine für die Verkleidung der Kammermauern wurden von der Sohle der Schleuse aus mit einer elektrischen Laufkatze hochgezogen und dann mit an den Gerüsten längslaufenden Flaschenzügen an die Verwendungstelle befördert.

Im Dezember 1923 fand auch die Verschiebung der Vierether Straßenbrücke mit 64 m Spannweite statt.[1]) Sie stand gerade im Schnittpunkte des Durchstiches mit dem alten Flußbett und mußte um 150 m mainabwärts verschoben werden. Da die neuen Widerlager der Brücke höher lagen als die alten, wurde die Brücke zuerst auf den alten Widerlagern mit Wasserdruckpressen um 2 m gehoben. Hierauf wurden zwei teilweise mit Wasser gefüllte Schiffe von je 150 t Tragfähigkeit mit vorbereiteten Gerüsten untergefahren, ausgepumpt und dadurch die Brücke, die nach Abnahme der Fahr-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 14, S. 152.

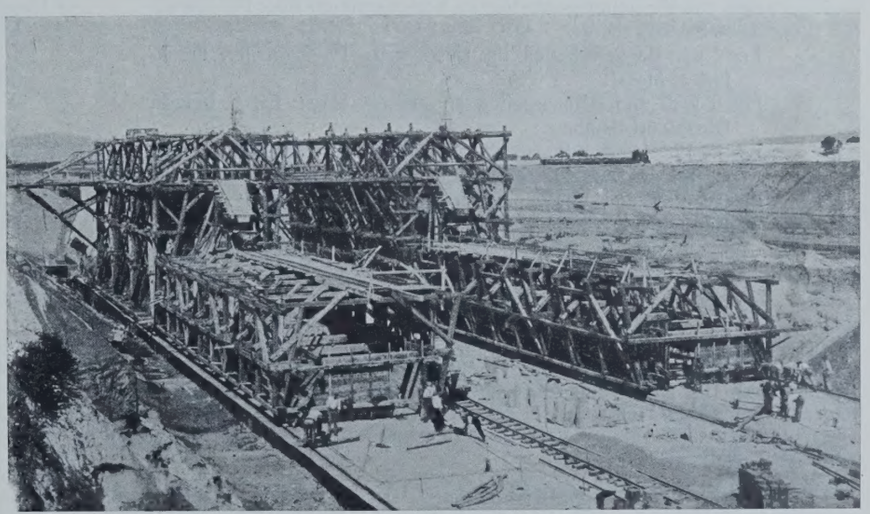


Abb. 8. Fahrbares Betoniergerüst.

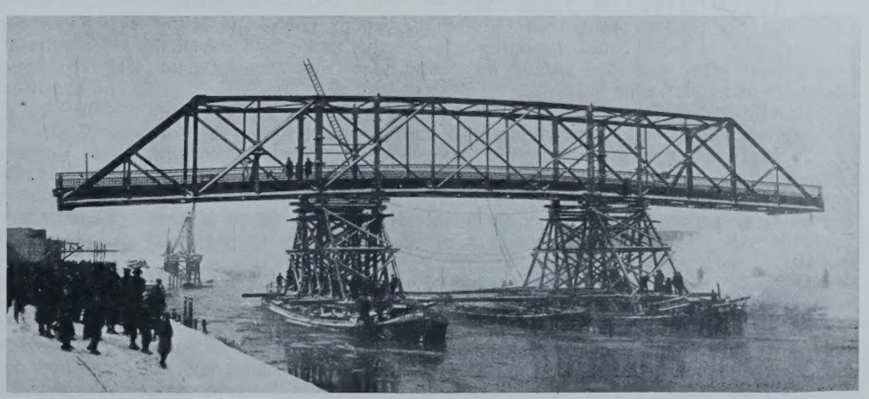


Abb. 9. Verschiebung der Vierether Straßenbrücke.

bahn etwa 180 t wog, abgehoben und an die neue Brückenstelle verfahren (Abb. 9). Die Vorbereitungen zu diesen Arbeiten, vor allem das Hochheben der Brücke und das Leerpumpen der Schiffe, waren durch die starke Kälte Ende Dezember 1923, die selbst die Wasserdruckpressen arbeitsunfähig machte, außerordentlich erschwert.

In der ersten Hälfte des Jahres 1924 wurden, unterbrochen von einem achtwöchigen Bauarbeiterstreik, der Krafthaushochbau und der größte Teil der noch ausstehenden Erd- und Pflasterarbeiten fertiggestellt. In diese Zeit fielen auch die hauptsächlichsten Montagearbeiten. Im August und September 1924 wurde sodann wider Erwarten abermals durch HW jede Bautätigkeit auf zwei Monate unterbunden. Im Oktober 1924, nachdem der obere und untere Erdkern des Durchstiches weggebaggert waren, konnte sodann der Main aus seinem alten Bett in den Durchstich abgeleitet werden. Zu diesem Zweck wurde an der Zuschlußstelle über den Fluß eine hölzerne Rüstbrücke geschlagen; von hier aus wurde dann binnen weniger Tage aus einem in nächster Nähe befindlichen Steinlager ein etwa 80 m langer Steindamm quer in den Main bis auf Wasserspiegelhöhe geschüttet und dadurch der Fluß in den Durchstich abgedrängt. Dieser Steindamm bildet den Kern für den nahezu 100 m breiten Zuschlußdamm. Ende Dezember 1924 wurde sodann der Stau gestellt und im Januar 1925 die Schleuse dem Verkehr übergeben. Das Krafthaus nahm nach Durchführung eines Probebetriebes im Januar den regelmäßigen Betrieb Mitte Februar auf (Abb. 10 u. 11).

Zum Schluß seien noch die Firmen aufgeführt, denen bei der Stauanlage Viereth größere Aufträge übertragen waren:

a) Hochbauten:
Krafthaushochbau: Fa. C. Brandt, Düsseldorf-Bamberg,
zwei Wohnhäuser: Fa. A. Schumm, Bamberg;

b) Tiefbauten:
Erd- und Versteinungsarbeiten im Schleusenoberkanal: Fa. J. Walthelm, Nürnberg;
Los I der Baggerarbeiten im Durchstich: F. X. Sichler, Frankfurt a. Main;
Los II Erd- und Betonarbeiten an der Schleuse: Fa. C. Brandt, Düsseldorf-Bamberg;
Los III Erd- und Betonarbeiten für Wehr und Krafthaus: Fa. C. Brandt, Düsseldorf-Bamberg;
Los IV Erd- und Versteinungsarbeiten für oberen und unteren Kern und Zuschlußbau: Fa. C. Brandt, Düsseldorf-Bamberg;
Widerlager der Vierether Brücke: Fa. Wix & Weglehner, Bamberg;
Auffüllungsarbeiten im Staugebiet: Fa. Wix & Weglehner, Bamberg;

c) Maschinelle Anlagen:
Umlaufverschlüsse in der Schleuse: Fried. Krupp Grusonwerk, Magdeburg;
Schleusentore: A. Klönne, Dortmund;
Walzenwehre: M. A. N., Gustavsburg;
Verschiebung der Vierether Brücke: M. A. N., Nürnberg;
Turbinen: Neumayer, München-Freimann;
Generatoren: Sachsenwerk, Niedersedlitz;
Schaltanlage: Siemens-Schuckertwerke, Nürnberg;
Laufkran im Krafthaus: Maschinenfabrik Esslingen.

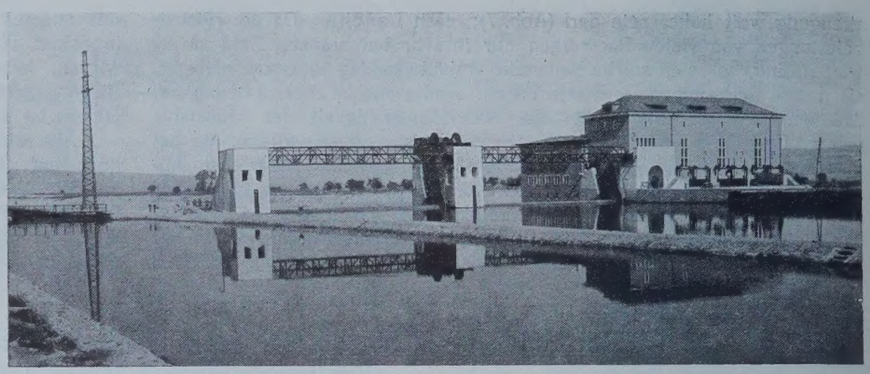


Abb. 10. Stauanlage Viereth von oberstrom gesehen.

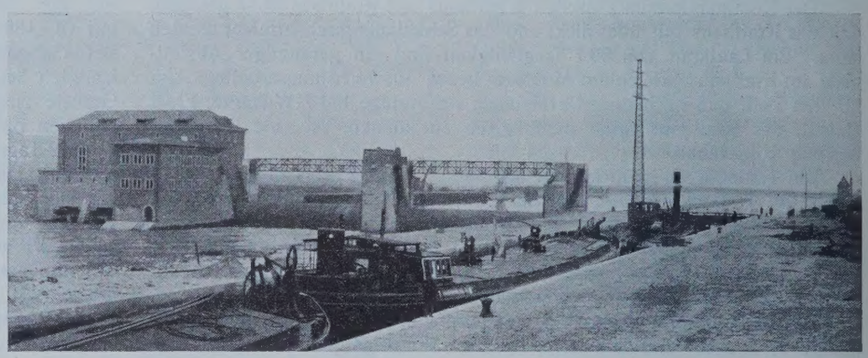


Abb. 11. Blick von der Schleusenplattform gegen Schleuse, Wehr und Krafthaus.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin W 66.) Das am 24. Juli ausgegebene Heft 14 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. R. Heiligenthal: Die Form der Großstadt. — Geh. Regierungsrat Wernekke: Beton im englischen Siedlungsbau.

Benennungen im Asphaltstraßenbau. Der Ausschuß „Asphaltstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau schlägt (Mai 1926) folgende Benennungen vor:

1. Asphaltmakadam (Tränkverfahren). Eine trocken eingewalzte Lage von Steinschlag, enthaltend Grobschotter, oder Grob- und Mittelschotter, oder alle drei Schotterkörnungen und Splitt, in die heißer Asphalt eingegossen wird, und die sodann mit Splitt oder Grus abgedeckt und nochmals überwalzt wird.

Der Belag hat Hohlräume, er enthält eine Verschlußdecke, bestehend aus Asphaltanstrich und Grusabdeckung, die abgewalzt wird.

2. Steinschlagasphalt. Ein Gemenge von Feinschotter, Steinsplitt, Steingrus und Steinquetschsand oder natürlichem Sand, im Trockner getrocknet und erhitzt auf etwa 160 bis 180°, mit Asphaltbitumen in einer Mischmaschine bei dieser Temperatur gemischt und sodann in heißem Zustande mit 150 bis 170° Temperatur auf der Straße verlegt und festgewalzt.

Der Belag hat Hohlräume, er erfordert eine Verschlußdecke, bestehend aus Asphaltanstrich und Steingrusabdeckung, die leicht abgewalzt wird.

3. Asphaltbeton. Ein Gemenge von Steinsplitt, Steingrus, Quetschsand oder Quarzsand wird so zusammengesetzt, daß die Mineralmasse ein Mindestmaß von Hohlräumen enthält, im Trockner getrocknet und auf 160 bis 180° erhitzt mit so viel Füllstoff und Asphaltbitumen in einer Mischmaschine bei dieser Temperatur gemischt, daß die Hohlräume in der Mineralmasse möglichst ausgefüllt werden. Das Gemisch wird in heißem Zustande mit 150 bis 170° Temperatur auf der Straße verlegt und festgewalzt.

Bei Asphaltfeinbeton fällt der Steinsplitt weg, die Mineralmasse besteht nur aus Grus, Quarzsand oder Quetschsand und Steinmehl als Füllstoff.

Bei dem Topekabelag besteht die Mineralmasse nur aus Feingrus, Quarzsand oder Quetschsand und Steinmehl als Füllstoff.

4. Sandasphalt. Ein Gemenge von Quarzsand oder Quetschsand mit Steinmehl als Füllstoff wird so zusammengesetzt, daß die Mineralmasse ein Mindestmaß von Hohlräumen enthält, der Sand wird im Trockner getrocknet und auf 160 bis 180° erhitzt mit so viel Füllstoff und Asphaltbitumen in einer Mischmaschine heiß gemischt, daß die Hohlräume in der Mineralmasse möglichst ausgefüllt werden. Das Gemisch wird in heißem Zustande mit 150 bis 170° Temperatur auf der Straße je nach dem Unterbau mit oder ohne Binderschichte verlegt und festgewalzt.

Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE). Amtliche Ausgabe der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit 3 Anlagen. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 3. Mai 1926 — 82 D 4901. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis für Gesamtausgabe geh. 1,50 R.-M. Einzeln beziehbar Anlage 1 zu 0,15 R.-M., Anlage 2 zu 0,40 R.-M., Anlage 3 zu 0,10 R.-M.

Die neu erschienenen Vorschriften behandeln die Farbbeschaffung, die Entrostungsarbeiten, die Anstrichausführung und die Anstrichbeobachtung. Die Farbbeschaffung geschieht auf Grund der als Anlage 1 beigegebenen „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke, Ausgabe 1926", für die Entrostungsarbeiten und Anstrichausführung kommt Anlage 2 in Betracht: „Besondere Bedingungen für die Entrostung und

Anstreichen von Eisenbauarbeiten, Ausgabe 1926". Das Ergebnis der regelmäßig bei den vorgeschriebenen Prüfungen des baulichen Zustandes der Bauwerke auszuführenden Untersuchungen des Anstriches ist in eine Prüfungsnachweisung nach dem Muster von Anlage 3 einzutragen und alljährlich dem Eisenbahn-Zentralamt vorzulegen.

Auf die Einzelheiten der neuen Vorschriften kann hier nicht eingegangen werden; die große praktische Bedeutung derartiger Bestimmungen ist übrigens in der „Bautechnik" 1925, Heft 14, Seite 187, von Reichsbahnrat Hülsenkamp ausführlich erörtert worden; auf diesen lehrreichen Aufsatz sei hier besonders hingewiesen. Ls.

Eine neue Brücke über den Rhein bei Köln. Die Kölner Stadtverordnetenversammlung hat nach der D. A. Z. beschlossen, in den Stadtteilen Mülheim und Riehl, nördlich des Stadtkerns, eine neue Rheinbrücke zu errichten, deren Bau seit der Einverleibung Mülheims in Köln im Jahre 1911 geplant worden war.

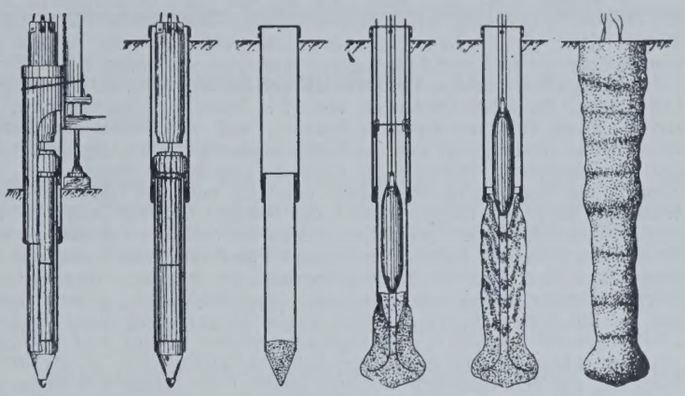
Die neue Brücke soll die bisher seit dem Jahre 1888 an dieser Stelle befindliche Schiffbrücke ersetzen, die dort außer der Koblenzer Schiffbrücke heute die einzige Schiffbrücke auf dem ganzen Mittel- und Niederrhein ist. Die Brücke wird einschließlich der Vorflutüberbrückung eine Gesamtlänge von etwa 600 m haben. Mit dem Bau wird im Frühjahr 1927 begonnen werden, und die Fertigstellung soll bereits im Jahre 1929 erfolgen. Die Gesamtkosten für die Brücke werden ungefähr 22 Mill. R.-M. betragen, wovon 10 Mill. noch auf die Beschaffung von Gelände entfallen. Die Stadtverwaltung hat sofort einen engeren Wettbewerb ausgeschrieben, wozu elf Firmen aus Rheinland und Westfalen aufgefordert sind.

Die Ingenieur-Akademie Oldenburg (Städtisches Polytechnikum) bezweckt als städtische höhere technische Lehranstalt, aufbauend auf der OII-Reife einer höheren Schule und tüchtiger praktischer Vorbildung, in sechssemestrigen Studiengängen ihre Besucher zu Ingenieuren heranzubilden, die später zur selbständigen Lösung von Aufgaben im Betriebe, im kaufmännischen Bureau oder am Konstruktionstisch geeignet sind. Betriebstechnik und Ingenieur-Handelswissenschaften werden neben Hochbau, Maschinenbau, Elektrotechnik und Tiefbau gepflegt. Die Anstalt besitzt neuzeitlich eingerichtete Laboratorien für Elektrotechnik, Maschinenbau, Baustoffprüfung usw.

Der Frankipfahl. Es ist bemerkenswert, daß der Weltkrieg, der zahlreiche Deutsche nach Belgien geführt hat, ein Verfahren für Pfahlgründungen, das in Belgien erfunden und vielseitig erprobt ist, von Deutschland ferngehalten hat, obwohl bereits im Dezember 1912 die Materialprüfungsanstalt Berlin eine Probebelastung vorgenommen hatte. Es handelt sich um die Frankipfähle, von denen bis Ende Januar 1926 im ganzen 87 900 Stück vor allem in Belgien und Frankreich, jedoch auch in Übersee ausgeführt sind.

Man sollte an dieser Ausführungsart für Pfahlgründung nicht vorübergehen, da die zahlreichen Belastungsversuche, die die belgische Franki-Gesellschaft durchgeführt hat, außerordentlich günstige Ergebnisse hatten, nämlich eine hohe Pfahlbelastung bei geringen Einsenkungen, wie aus der nachstehenden Tafel ersichtlich ist.

Die Rohre werden bis zum tragfähigen Baugrunde eingerammt. Es läßt sich dies leicht nachprüfen, da der Treibkopf eine Probe der tiefsten Schicht zu Tage bringt. Außerdem stellt man, um sicher zu gehen, die Eindringungstiefe für die letzten 10 Rammschläge fest; beträgt die Senkung weniger als 1,5 mm für einen Schlag, so läßt sich erfahrungsgemäß mit Sicherheit annehmen, daß guter Baugrund in genügender Tiefe erreicht ist.



Da der Treibkopf bis zu 50 cm unter Unterkante des Rohres abgesenkt wird, so entsteht beim Herausziehen des Treibkopfes eine kegelförmige Vertiefung, die zunächst mit Beton ausgefüllt wird. Der Beton wird mit einem 2 bis 2,5 t schweren Bären abgerammt und durch den starken Rammstoß unter Verdrängung der seitlichen und unteren Bodenschichten zu einem breiten Fuß vergrößert, der für die Übertragung der Pfahllasten auf die tragfähigen Schichten sehr günstig wirkt. In die Betonmassen des Fußes werden Rundeisen eingesetzt, die zur Verstärkung des Pfahlschaftes dienen, ebenso zur Verbindung des Pfahlkopfes mit den Grundmauern. Der Schaft selbst wird mit dem allmählichen Hochziehen der Rohre betoniert und mit kräftigen Schlägen gerammt, so daß auch hier der Beton umso tiefer, je weicher die Seitenschichten sind, in diese eindringt. Hierdurch erhält der Pfahl einen wesentlich größeren Durchmesser als die verwendeten Rohre. Außerdem aber eine rauhe Außenfläche, die einen hohen Reibungswiderstand verursacht und gleichfalls zu der hohen Tragfähigkeit des Pfahles beiträgt.

Im Grundwasser wird an Stelle des Vortreibkopfes eine Betonspitze angewendet, die im Boden verbleibt. Erfahrungsgemäß verhindert sie das Eindringen des Grundwassers in das Rohr während des Rammens. Durch genügende Füllung des Rohres mit Beton während der Betonierung unter gleichzeitigem starken Abrammen wird auch das weitere Eindringen des Wassers während des Betonierens verhindert.

Die Ausführung der Frankipfähle vollzieht sich rasch; in einer Schicht können 4 bis 6 Pfähle von 6 bis 8 m Länge gerammt und betoniert werden. Die hohe zulässige Belastung von 50 bis 75 t gestattet, die Pfähle in ziemlich großen Zwischenräumen anzuordnen; gegenüber anderen Gründungssystemen vermindert sich daher die Zahl der Pfähle und die Rammarbeit erheblich, die Bauzeit wird also wesentlich verkürzt.

Ein weiterer Vorteil, insbesondere in Industriewerken liegt darin, daß das Gelände während der Rammarbeiten teilweise zu Lagerzwecken verwendet werden kann, weil für die Lagerung des täglichen Zement- und Kiesbedarfes nur geringe Flächen erforderlich sind.

Die Ausführungsrechte für Deutschland und Danzig hat die Firma Philipp Holzmann A.-G. in Frankfurt a. M. erworben.

Regierungsbaumeister a. D. Koch.

O. Z.	Zeit	Ort	Untergrund	Länge des Pfahles m	Probebelastung t	Einsenkung größte mm	Einsenkung elastische mm	Einsenkung bleibende mm	Zulässige Belastung t
1	XII/1912	Materialprüfungsamt Berlin	Torf, Ton und Sand mit Grundwasser	11,0	72,6	4			
2	I/1911	Ougrée-Marihaye bei Lüttich	Schlacke, Anschüttung und Ton	14,0	473	40			90
3	X/1923	Residenzpalast in Brüssel	Auffüllung, Torf		100	5			50
4			Schwimmsand und Lehm	14,5	102	4			
5	III/IV/1926	Basilika Koekelberg, Brüssel	Sand und sandiger Ton	10,65	335	6	3	3	100
6				9,5	250	8			80
7	XI/1923	Hongkong	Sand und Ton mit Grundwasser	10,0	100	9			75
8	IX/1915	Gas- u. Elektrizitätswerke Ville sur Haine	1 m Ackerboden, 6 bis 7 m weicher Ton mit Wasser, 1,5 bis 2 m Torf, 1 m schlechter Kies, darunter Mergel	10,0	180	9			60

Gemeinsam ist den verschiedenen Ausführungsarten des Frankipfahls die Verwendung teleskopartig ineinander geschobener Stahlrohre von 0,45 bis 0,60 m Durchm., die mittels eines 2,3 t schweren Rammbären eingerammt werden.

In steinigem Untergrunde, besonders auf den Schlackenhalden der Hüttenwerke wird, wie aus der Abbildung ersichtlich ist, als Schutz für die Rohre ein schwerer Vortreibkopf benutzt, auf dessen Führungsstange der Rammbär läuft. Der Vortreibkopf ruht auf einem nach innen gehenden Wulst des Rohres; der auf den Vortreibkopf ausgeübte Rammstoß zieht daher das Rohr nach unten, so daß die Absenkung stets lotrecht stattfindet, zumal da auch das innere, zunächst abzurammende Rohr in dem äußeren Rohr geführt wird. In feinkörnigen Schichten sind Rohre und Treibkopf leichter ausgebildet. Durch Holzfutter wird weiterhin bewirkt, daß der Rammstoß gleichzeitig auf die Vortreibspitze und die oberen Enden der Rohre wirkt.

Aufgaben für den Brückenbau in London. Von den acht Straßenbrücken, die die Themse innerhalb des engeren Weichbildes von London überschreiten, unterstehen die vier ersten von der Mündung her der Stadtverwaltung, die vier folgenden stromaufwärts dem Londoner Grafschafts-

rat. Beide Verwaltungen stehen zurzeit vor der Lösung schwieriger Aufgaben. Die Lambeth-Brücke, für die der Grafschaftsrat zuständig ist, ist wegen ihres ungeeigneten Zustandes für neuzeitlichen Verkehr schon seit dem Jahre 1910 für den Fahrverkehr gesperrt. Der Entschluß, einen Neubau, der 668 000 £ kosten soll, zu errichten, ist gefaßt, aber von Vorbereitungen für die Ausführung ist noch nichts bekannt geworden.

In weitem Felde liegt auch noch der Bau einer Straßenbrücke über die Themse in der Nähe des Bahnhofs Charing-Cross der Südbahn. Diese überschreitet, wie ihr Name sagt, von Süden kommend, die Themse mit einer Brücke, die auch dem Fußgängerverkehr dient, und endigt in dem Bahnhof Charing-Cross, dessen Vorplatz als der Mittelpunkt von London gilt. Die Brücke, die sechs Öffnungen von 47 m Weite hat, ist allgemein als ein besonders häßliches Bauwerk bekannt, und wenn auch aus diesem Grunde ihre Beseitigung nicht verlangt werden kann, so spielt doch bei der oft erhobenen Forderung, die Charing-Cross-Brücke abzubrechen, der Wunsch, das Stadtbild zu verschönen, erheblich mit. Die Erfüllung dieses Wunsches wäre nur möglich, wenn der Bahnhof Charing-Cross beseitigt und zu seinem Ersatz ein neuer Endbahnhof der Südbahn auf dem rechten Themseufer errichtet würde. Großzügige Pläne für diese Verlegung der Südbahn sind wiederholt erörtert worden, sie scheitern aber an dem Widerstande der Südbahn, die einerseits — und mit Recht — geltend macht, daß ihr die hohen Kosten für eine solche Umgestaltung ihrer Anlagen, schätzungsweise 15 Mill. £, nicht zugemutet werden können, und die anderseits darauf hinweist, daß sie auf dem Bahnhof Charing-Cross 35 bis 40 000 Fahrgäste aus den südlichen Vororten anbringt, die heftigen Widerspruch erheben würden, wenn ihr Zug südlich der Themse endigte und sie sich eines zweiten Verkehrsmittels bedienen müßten, um zu ihrer Arbeitsstätte in der City zu gelangen. Der Hauptzweck, der mit der Forderung, die Eisenbahnbrücke bei Charing-Cross zu beseitigen, erreicht werden soll, ist, diesen Platz für eine Straßenbrücke frei zu bekommen, die gerade in dieser Gegend notwendig gebraucht wird, weil die benachbarten Brücken, wenn auch nicht überlastet, so doch stark in Anspruch genommen sind und eine Entlastung wohl vertragen könnten. Der Generaldirektor der Straßen im Verkehrsministerium hat kürzlich der Regierung einen Bericht über die Londoner Themsebrücken vorgelegt. Er geht darin in bezug auf die Charing-Cross-Brücke von der Ansicht aus, daß es aussichtslos ist, mit der Beseitigung der Eisenbahnbrücke zu rechnen, und tritt daher für den Plan ein, neben dieser, die in ihrer jetzigen Gestalt zu erhalten wäre, eine Straßenbrücke zu bauen. Da es aber hierzu umfangreicher Vorarbeiten bedarf, die Jahre in Anspruch nehmen, da ferner der Bau auch Jahre dauern wird, so daß die Brücke erst in etwa 8 bis 10 Jahren benutzbar sein würde, hält er es für geboten, alsbald die Vorarbeiten, zu denen neben Aufstellung der technischen Entwürfe auch der Erwerb des Grund und Bodens, sowie die Herbeiführung der Genehmigung durch das Parlament gehört, tatkräftig in Angriff zu nehmen, weil er erwartet, daß mit dem wachsenden Verkehr bis zur Vollendung der neuen Brücken auf den anderen unhaltbare Zustände eintreten werden.

Die größte Sorge bereitet den für die Themsebrücken verantwortlichen Stellen zurzeit die Waterloo-Brücke, die im Gegensatze zu der eben genannten für ein außerordentlich schönes Bauwerk gilt. 1811 bis 1817 von Rennie erbaut, sind ihre Pfeiler mit reich gegliederten Vorköpfen versehen, und überhaupt haben bei ihrem Entwurf baukünstliche Gesichtspunkte ausschlaggebend mitgespielt. Bis Anfang des laufenden Jahrhunderts hat sie sich gut gehalten, dann nahmen aber die Setzungen, die bis dahin unbedenklich gewesen waren, schnell zu, so daß sie bei dem einen am meisten gefährdeten Pfeiler das Maß von 72 cm erreichten. Die Brücke ist seit einiger Zeit gesperrt, ein einstweiliges Bauwerk nimmt den Verkehr auf. Der Londoner Grafschaftsrat hat beschlossen, die alte Brücke durch einen Neubau zu ersetzen, und es sind bereits 100 000 £ für den Beginn der Arbeiten bewilligt. Dieser Beschluß hat aber in weiten Kreisen, namentlich in denen der englischen Architekten, heftigen Widerspruch erregt. Mit Rücksicht auf das Städtebild und den reichen künstlerischen Schmuck der Brücke wird ihre Erhaltung mit großem Nachdruck gefordert. Ihre Fahrbahn ist nur 8,5 m breit, und zur Bewältigung des in Zukunft zu erwartenden Verkehrs wird die doppelte Breite gebraucht, die ohne einen Neubau nicht erreicht werden kann. Zudem ist die Brücke, namentlich auch da sie in einer Flußkrümmung liegt, mit ihren nur 36,6 m weiten Öffnungen ein Hindernis für den Flußverkehr, und von diesem Gesichtspunkte aus wird gefordert, daß hier eine Brücke mit nur drei Öffnungen statt der jetzt vorhandenen acht errichtet wird. Der erwähnte Bericht des Generaldirektors der Straßen tritt auch für einen Neubau ein, und so werden wohl letzten Endes die Rücksichten auf den Verkehr den Ausschlag geben und baukünstlerische Wünsche zurücktreten müssen. Aufgabe des Entwurfs, bei dem nach neuzeitlichen Gesichtspunkten Ingenieur und Architekt werden zusammen arbeiten müssen, wird es sein, beide Forderungen mit einander in Einklang zu bringen.

Ein ebenfalls umstrittener Plan für die Verbesserung des Straßenverkehrs über die Themse bezieht sich auf den Bau einer neuen Brücke in der Nähe des St. Pauls-Doms, also zwischen der Southwark- und der Blackfriars-Brücke. Auch hier stehen baukünstlerische Gesichtspunkte und Forderungen des Verkehrs einander gegenüber. Sowohl der mehrfach erwähnte Bericht als auch eine Äußerung des Verkehrsbeirats für London und Umgebung sprechen sich zugunsten der St. Pauls-Brücke aus; sie soll namentlich die benachbarte Southwark- Brücke entlasten, die wegen ihrer ungünstigen Zufahrten nur wenig Wert für den Verkehr hat. Die Gegner der St. Pauls-Brücke befürchten von ihr eine Belastung der Zufahrten durch Heranziehen von neuem Verkehr, und die Straßen der Londoner City können bekanntlich schon den ihnen heute zugemuteten Verkehr kaum bewältigen. Die Anhänger des Plans, in der Nähe des St. Pauls-Doms eine Themsebrücke zu bauen, hoffen dagegen, daß durch richtige Anordnung der Zufahrtstraßen der Verkehr besser verteilt werden wird, so daß zwar im ganzen die Belastung der Citystraßen dieselbe bleibt, der Verkehr sich aber doch glatter abwickeln kann. Ein Eingriff in das Stadtbild, das der St. Pauls-Dom beherrscht, muß natürlich vermieden werden. Der Dom bedarf aber auch noch anderweit der Schonung, denn seine Gründungen haben sich gesetzt, und es zeigen sich infolgedessen bedenkliche Schäden an seinem Aufbau. Durch den Bau der neuen Brücke und ihrer Zufahrten würde aber das Gleichgewicht im Untergrunde des Domes gestört werden, und welchen Einfluß das auf das Bauwerk haben würde, läßt sich nicht voraussehen; jedenfalls können aber dadurch Schäden entstehen, deren Beseitigung erheblich schwieriger sein würde als der Schutz des Domes vor den Gefahren, die ihm jetzt drohen. Auch hier werden also Architekt und Ingenieur zusammenarbeiten müssen.

Die verkehrsreichste Londoner Brücke ist die Westminster-Brücke. Ihr Tragwerk besteht aus sieben gußeisernen Bogen zwischen Granitpfeilern. 1854 bis 1862 erbaut, hat sie bis jetzt den erhöhten Anforderungen neuzeitlichen Verkehrs gut standgehalten. Bei einer Untersuchung, die in der letzten Zeit vorgenommen worden ist, haben sich zwar Sprünge an einigen Gußkörpern ihrer Tragrippen gezeigt, doch geben diese heute noch keinen Anlaß zu Besorgnis. Sollte aber einmal die Notwendigkeit eintreten, die Brücke für den Verkehr zu sperren, weil sie umgebaut oder erneuert werden muß, so würde sich eine sehr schwierige Lage dadurch ergeben, daß wegen der beschränkten Platzverhältnisse in ihrer Umgebung kein Raum ist, um eine einstweilige Brücke unterzubringen. Auch von diesem Gesichtspunkte aus wird der Bau neuer Brücken über die Themse empfohlen.

Den für den Brückenbau zuständigen Dienststellen von London steht also die Lösung von Aufgaben bevor, die „des Schweißes der Edlen“ wohl wert sind. Mit dem Entwurf und Bau dieser Brücken sind aber diese Aufgaben nicht erschöpft. Es gehört dazu bekanntlich noch die Schaffung bequemer Zufahrten. Besondere Schwierigkeiten bestehen in dieser Beziehung auf dem Nordufer der Themse, wo sich ein ununterbrochener Verkehrstrom von Ost nach West und umgekehrt bewegt, während der Nordsüdverkehr, der die Brücken zum Ziel hat und die Themse überschreiten will, ihn kreuzen muß. Um diesen Schwierigkeiten zu begegnen, ist man selbst vor der Planung zweigeschossiger Straßen und von Über- und Unterführungen sich kreuzender Straßenzüge nicht zurückgeschreckt, doch ist an deren Ausführung noch weniger zu denken als daran, daß alle Wünsche, die in bezug auf die Schaffung neuer Möglichkeiten für den Straßenverkehr über die Themse gelegt werden, in absehbarer Zeit erfüllt werden können.

Wkk.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnoberrat: Reichsbahnrat Silbereisen, Mitglied der R. B. D. Altona; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnamtmann Karl Schütte, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Leinhausen, die Reichsbahnbaumeister Staufer, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. München, Mühlbauer, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Kaiserslautern, Mayrwieser beim E. A. W. Neuaubing und Hans Weber bei der Maschineninspektion Kaiserslautern, die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Kröner bei der R. B. D. Nürnberg und Enzensperger bei der R. B. D. München, sowie die Eisenbahnoberinspektoren Unkel, Vorstand des E. V. A. Gummersbach, Karl Hahn, Vorstand des E. V. A. Wittenberge, Freytag, Vorstand des E. V. A. Cüstrin, und von Neetzow, Vorstand des E. V. A. Meiningen; zum Reichsbahnoberamtmann: die Eisenbahnoberinspektoren Heller und Neumann bei der Hauptverwaltung in Berlin; zum Reichsbahnamtmann: die Eisenbahnoberinspektoren Hitze in Halle (Saale), Feld in Karlsruhe, Saemann in München und Münzenberg in Gera, Oberlandmesser Neuber in Stettin und technischer Eisenbahnoberinspektor Münch in Dortmund.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Kehm, Vorstand der Betriebsinspektion Crailsheim, als Vorstand zur Betriebsinspektion Heilbronn, die Reichsbahnräte Stark, Vorstand der Hauptmagazinverwaltung in Eßlingen, als Vorstand zur Betriebsinspektion Crailsheim, Jansen, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Recklinghausen, nach Köln-Nippes als Leiter einer Abteilung beim dortigen E. A. W. und Rechenberg, bisher beim Neubauamt Flöha (Sa.), zum Bauamt Zwickau (Sa.), Reichsbahnamtmann Albert Müller, Leiter des Hauptbahnhofs Gera, nach Erfurt als Leiter des dortigen Güterbahnhofs, sowie die Eisenbahnoberinspektoren Unkel, bisher in Trier, als Vorstand zum E. V. A. Gummersbach, Karl Hahn, bisher in Münster (Westf.), als Vorstand zum E. V. A. Wittenberge, Freytag, bisher in Altona, als Vorstand zum E. V. A. Cüstrin und von Neetzow, bisher in Frankfurt (Oder), als Vorstand zum E. V. A. Meiningen.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Lüttich, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Sebaldsbrück, die Stellung des Werkdirektors beim dortigen E. A. W.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Bruno Leuschner, Vorstand des bautechnischen Bureaus A der R. B. D. Oppeln, und Fritz Dietrich, bisher beim E. B. A. Bochum.

INHALT: Die große Ausstellungs- und Festhalle der Stadt Ludwigshafen a. Rh. — Montage einer Eisenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal durch Überschieben. — Probleme beim neuzeitlichen Straßenbau. — Über die Elastizität der Baustoffe. — Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Benennungen im Asphaltstraßenbau. — Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE). — Neue Brücke über den Rhein bei Köln. — Ingenieur-Akademie Oldenburg. — Der Frankipfahl. — Aufgaben für den Brückenbau in London. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 6. August 1926 Heft 34

Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl & Hansmann, Autogengasakkumulatoren, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur **A. Badian,** Professor am Technion in Haifa (Erez-Jorael).

Es war noch zur Zeit des großen Völkerringens, als der Bedarf der Zentralmächte an Kriegsmaterial immer stärker wurde und anfänglich kleine Betriebe sich veranlaßt sahen, sich in große Kriegsbetriebe umzugestalten. Die Autogengasakkumulatorenfabrik Krükl & Hansmann besaß in Wien ein kleines Unternehmen, das schon im Jahre 1916 den Anforderungen des Bedarfes nicht entsprechen konnte, weswegen sich die genannte Firma entschloß, ein neues, allen Anforderungen eines zeitgemäßen Betriebes entsprechendes Unternehmen auf eigenem Boden zu errichten. Ein hierzu geeignetes Gelände wurde in Groß-Schwechat bei Wien, in nächster Nähe des Hauptbahnhofes, im Ausmaße von rd. 49 000 m² angekauft und die Hofbaumeisterfirma Ingenieur Gustav Orglmeister in Wien mit der Ausführung der von Ingenieur Eduard Pabritz entworfenen Fabrikanlage betraut. Als technischer Ratgeber für die Berechnung und Beaufsichtigung der Eisenbetonarbeiten stand der Firma Orglmeister der Verfasser dieses Aufsatzes zur Seite, während die Bauleitung in Händen des Baumeisters Ingenieur Eduard Prade, eines Beamten der Firma Orglmeister, lag.

Nach der ursprünglichen Planung sollten sämtliche Konstruktionen in Eisenbeton ausgeführt werden. Während der Ausführung mußte jedoch von diesem Plane mehrfach abgegangen werden, als das Kriegsministerium, infolge immer stärker zutage tretender Materialknappheit, die Freigabe des notwendigen Eisens verweigerte, und Ersatzkonstruktionen verwendet werden mußten. So wurde „Sauerstoffhalle I", ein über 20 m weit gespannter Hallenbau, mit einem Tuchschererdach ausgeführt, wiewohl ihre Planung in allen Einzelheiten in Eisenbeton bereits fertig vorlag. Schließlich wurden bloß in folgenden Gebäuden Eisenbeton der Hauptsache nach verwendet: 1. Dissousgasgebäude, 2. Prellhaus, 3. Sauerstoffhalle II, 4. Decke und Transformatorenturm in Sauerstoffhalle I. Mit den Bauten wurde im Jahre 1917 begonnen; vollständig fertiggestellt wurden sie erst im Jahre 1920.

Das konstruktiv bemerkenswerteste Gebäude der Anlage, das durch die Firma Orglmeister nach meinen Berechnungen in Groß-Schwechat ausgeführt wurde, ist die als „Sauerstoffhalle II" bezeichnete dreischiffige Halle mit Galerien, ein 21 m breiter, 40 m langer, erweiterungsfähiger Bau, dessen Halle im Mittelteile bis zum First 21 m hoch ist. Im südlichen Teile dieses Bauwerks sind im Erdgeschoß Magazine, Kanzleien und Nebenräume angeordnet, über ihnen im I. Stock, zu dem eine dreiarmige Treppe führt, ein geräumiger Zeichensaal sowie abermals Nebenräume. Im nördlichen Teile befindet sich die dreischiffige Halle, die nach dieser (nördlichen) Richtung hin später einmal verlängert werden soll, was bei der Planung berücksichtigt werden mußte (Abb. 1 bis 3).

Die Konstruktion dieses Bauwerks ist im südlichen Teile als Ziegelmauerwerkbau mit einer Rippenbalkendecke über dem Zeichensaale ausgebildet, die nur einen feuersicheren Abschluß gegen das Dach bildet und keinerlei Nutzlasten zu tragen hat. Zur Verringerung der Rippenspannweiten sind zwei auf dem Erdgeschoßmauerwerk aufruhende Eisenbetonstützen vorgesehen, die Platten erhalten nach oben gekehrte Streifenverstärkungen zur Aufnahme der von den hölzernen Dachsäulen herrührenden Einzellasten (Verminderung der Druckspannungen im Beton), die Rippen sind als durchlaufende Balken ausgeführt. Im nördlichen, an die eigentliche Halle anschließenden Teile dieses Traktes, der balkonartig ausgebildet ist, geht die Ziegelmauer bloß über Dach (Abschlußmauer) (s. Längenschnitt, Abb. 3). Über dem Erdgeschoß dieses südlichen Traktes ist eine für 500 kg/m² Nutzlast berechnete Decke gespannt, die auf Ziegelmauerwerk aufliegt, im balkonartigen Teile (Abb. 1 u. 3) auf Eisenbetonstützen. In

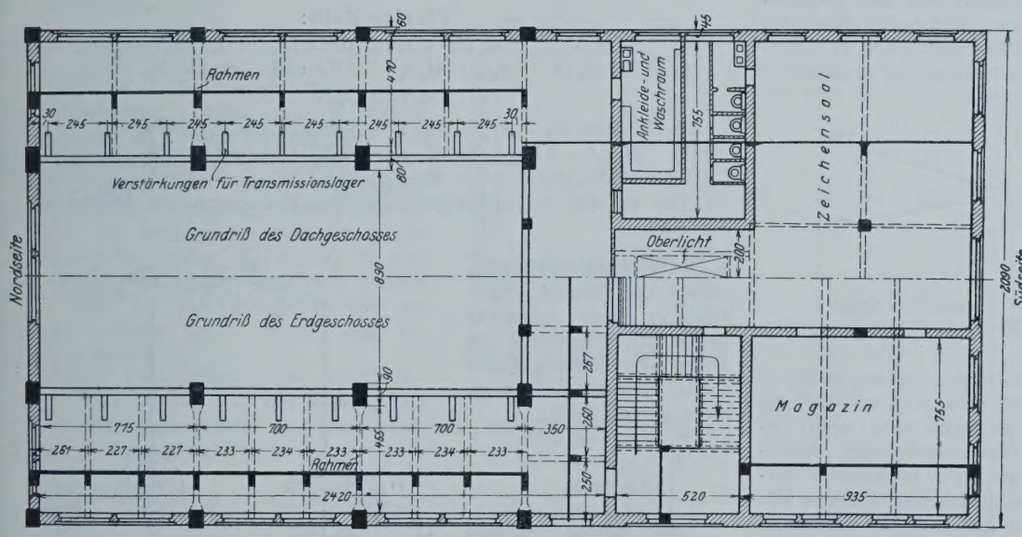


Abb. 1. Grundrisse.

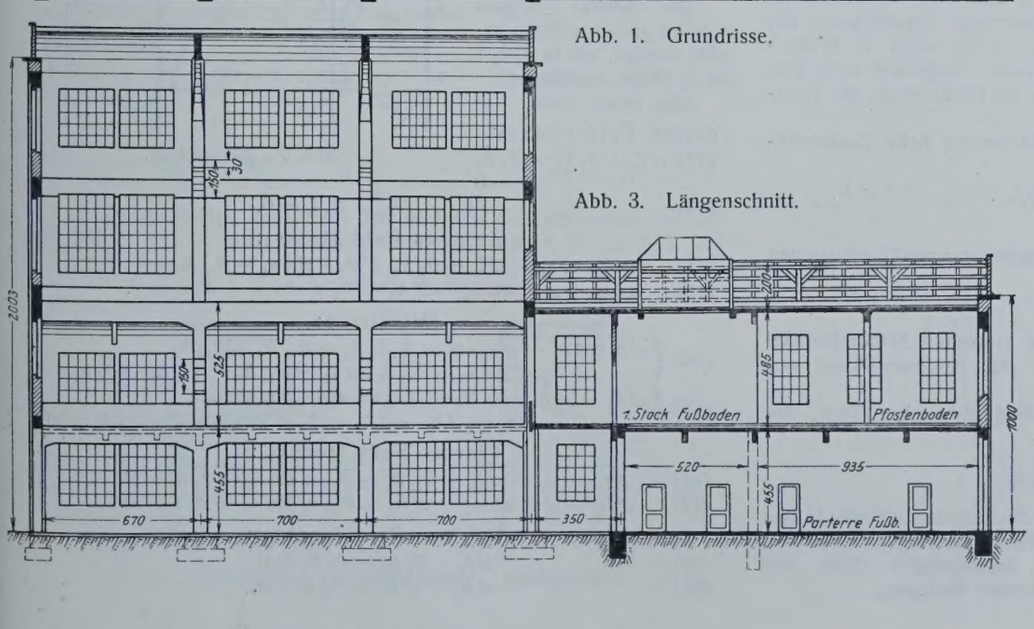


Abb. 3. Längenschnitt.

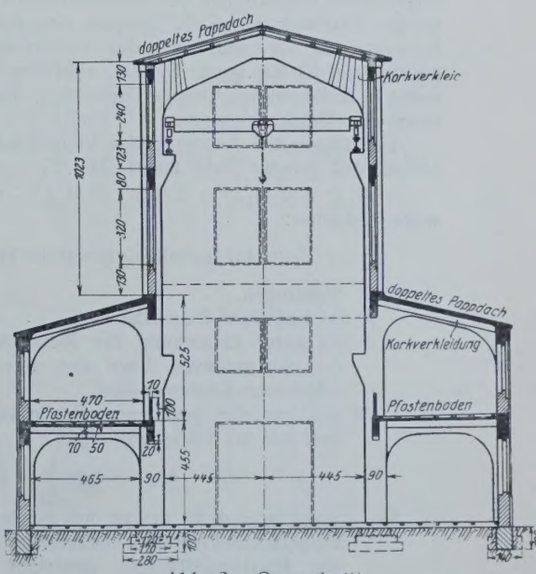


Abb. 2. Querschnitt.

diesem Teile befindet sich auch die dreiarmige, auf Wangen und der Mauer aufliegende, für 600 kg/m² Nutzlast berechnete Treppe.

Anders konstruiert ist der nördliche Teil des Gebäudes, der die dreischiffige Halle mit den einstöckigen Seitenteilen enthält. In den Seitenschiffen ist die Dachhaut als Eisenbetonplatte (berechnet für Schnee-, Wind- und Dachpappenlast) ausgebildet, die auf Rippen bezw. Rahmen aufliegen und Verstärkungen zur Aufnahme von Transmissionslagern erhalten. In ähnlicher Weise ist die für 600 kg/m² berechnete Decke über dem Erdgeschoß konstruiert, die gegen den Saal zu ein Abschlußgeländer aus Eisenbeton erhielt. Die Zwischendeckenträger ruhen auf in die Rahmenstützen eingreifenden durchlaufenden Längsbalken, die auch das Abschlußmauerwerk der Halle tragen (außen) und zugleich als Rahmenversteifung dienen.

Der Mittelteil der Halle erhält ein Pappdach auf Holzschalung und Holzpfetten, die auf 7 m voneinander entfernten Rahmen aufliegen bezw. mittels Schrauben befestigt sind, während im Innern der Halle eine Korkisolierung angebracht ist. Besonders beachtenswert ist die statische Berechnung des fünffach statisch unbestimmten Rahmens. Mit der Berechnung dieses Rahmens war ich im Jahre 1918 beschäftigt, als gerade ein vorzügliches Buch: Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes von Ingenieur Friedrich Bleich, Wien (Berlin 1918, Julius Springer), erschien. Der von Bleich abgeleitete Viermomentensatz gibt ein sehr klares und übersichtliches Verfahren zur Berechnung statisch verzwickter Gebilde sowie des auftretenden Kräftespiels. Hier soll, unter Bezugnahme auf das genannte Werk Bleichs, der Gang der Berechnung für den vorliegenden Rahmen in den Grundzügen und wichtigsten Ergebnissen mitgeteilt werden. Die Achsen des Systems sind in Abb. 4 eingezeichnet. Ohne Gelenke wäre das System 15fach statisch unbestimmt. Durch Einschaltung von 10 Gelenken wird das System auf ein fünffach unbestimmtes eingeschränkt. Dieses System besitzt 16 Stäbe, denen 16 unbestimmte Stabkräfte entsprechen. Zusammen mit den 5 unbekannten äußeren Kräften des Systems sind somit 21 unbekannte Größen zu ermitteln.

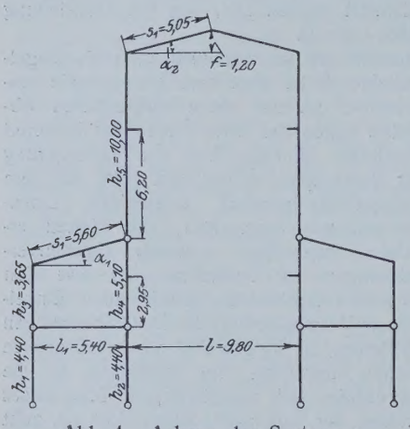


Abb. 4. Achsen des Systems.

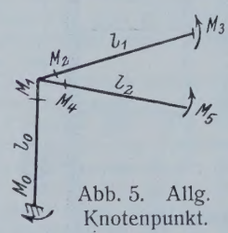


Abb. 5. Allg. Knotenpunkt.

Das System besitzt 11 einfache Knotenpunkte, d. s. solche, in denen bloß zwei Stäbe steif (kontinuierlich) miteinander verbunden sind und für deren jeden man eine Kontinuitätsbedingung aufstellen kann, somit zusammen 11 Gleichungen (nach dem Vier- bezw. Dreimomentensatz). Außerdem besitzt das System 5 geschlossene (wenn auch miteinander verbundene) Rahmen, für deren jeden man 2 Winkelgleichungen (Summe der wagerechten Projektionen der Rahmenseiten vor und nach der Verzerrung infolge Kraftwirkung = 0; Summe der senkrechten Projektionen der Rahmenseiten vor und nach der Verzerrung = 0), somit 10 Winkelgleichungen für das ganze System, aufstellen kann. Insgesamt kann man somit 21 Bedingungsgleichungen aufstellen, die zur Bestimmung der 21 unbekannten Größen genügen.

Der allgemeine Ausdruck des Viermomentensatzes beim Zusammenschluß bloß gerader Stäbe lautet (Abb. 5)

$$M_0 l_0' + 2 M_1 l_0' + 2 M_2 l_1' + M_3 l_1' - 6 E J_c (\vartheta_0 - \vartheta_1) = N,$$

worin bedeuten:

$l' = l \frac{J_c}{J}$ die auf ein beliebig gewähltes Trägheitsmoment J_c reduzierten Stablängen,

E das konstante Elastizitätsmaß,

ϑ die unter Einwirkung der Momente erzeugten Stabdrehwinkel (= der relativen Lage der unter der Krafteinwirkung verschobenen Knotenpunkte),

N das von der gegebenen Feldbelastung abhängige Glied, das sich aus der Gleichung ergibt:

$$N = -6 \mathfrak{B}_l \frac{l_0'}{l_0} - 6 \mathfrak{A}_{l_1} \frac{l_1'}{l_1},$$

wenn $\mathfrak{B}_l$ und $\mathfrak{A}_{l_1}$ die zu den durch die gegebenen Kräfte in den freigelagerten (statisch bestimmten) Stäben erzeugten Momenten, als Belastungsflächen, gehörigen Auflagerkräfte (Satz von O. Mohr) bedeuten ($\mathfrak{A}$ linkes, $\mathfrak{B}$ rechtes Auflager).

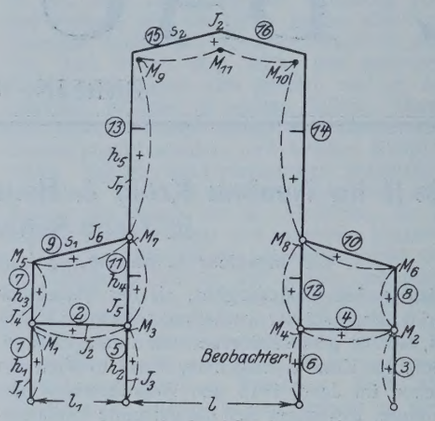


Abb. 6. Festlegung des Momenten-Drehsinnes.

Nach diesen Grundsätzen lassen sich, mit Berücksichtigung der Momente, die Gleichungen wie folgt aufschreiben. Man muß nur mit der Festlegung eines positiven Momentensinnes vorsichtig umgehen, da der sonst übliche „Uhrzeigersinn" in dem verwickelten System versagt. Im vorliegenden Falle werden daher sämtliche Momente, die einen Stab für einen in Hallenmitte stehenden Beobachter konvex zu biegen versuchen (im Sinne der in Abb. 6 gestrichelten Bogen), als positiv angenommen. Hält man diesen Grundsatz fest, so erhält man

1. Die Kontinuitätsbedingungen.

Erstes Feld (links):

(1) $2 M_1 (h_1' + l_1') + M_3 l_1' - 6 E J_c (\vartheta_1 - \vartheta_2) = N_1$

(3) $M_1 l_1' + 2 M_3 (l_1' + h_2') - 6 E J_c (\vartheta_2 - \vartheta_5) = N_3.$

Fünftes Feld (rechts):

(2) $M_4 l_1' + 2 M_2 (l_1' + h_1') - 6 E J_c (\vartheta_4 - \vartheta_3) = N_2$

(4) $2 M_4 (h_2' + l_1') + M_2 l_1' - 6 E J_c (\vartheta_6 - \vartheta_4) = N_4.$

Zweites Feld (links):

(5) $2 M_5 (h_3' + s_1') + M_7 s_1' - 6 E J_c (\vartheta_7 - \vartheta_9) = N_5$

(7) $M_5 s_1' + 2 M_7 (s_1' + h_4') - 6 E J_c (\vartheta_9 - \vartheta_{11}) = N_7.$

Viertes Feld:

(6) $M_8 s_1' + 2 M_6 (h_3 + s_1') - 6 E J_c (\vartheta_{10} - \vartheta_8) = N_6$

(8) $2 M_8 (s_1' + h_4') + M_6 s_1' - 6 E J_c (\vartheta_{12} - \vartheta_{10}) = N_8.$

Mittelfeld:

(9) $2 M_9 (h_5' + s_2') + M_{11} s_2' - 6 E J_c (\vartheta_{13} - \vartheta_{15}) = N_9$

(11) $M_9 s_2' + 4 M_{11} s_2' + M_{10} s_2' - 6 E J_c (\vartheta_{15} - \vartheta_{16}) = N_{11}$

(10) $2 M_{10} (h_5' + s_2') + M_{11} s_2' - 6 E J_c (\vartheta_{16} - \vartheta_{14}) = N_{10}.$

Die in Abb. 6 eingeringelten Ziffern bezeichnen die Indizes der Stabwinkel.

2. Die Winkelgleichungen, wobei die Winkel durch Drehung eines Schenkels gegen die Wagerechte im Sinne der eingezeichneten Pfeile entstehen, lauten, wenn gesetzt wird:

$h_4 - h_3 = s_1 \sin \alpha_1$

$l_1 = s_1 \cos \alpha_1$

$f = s_2 \sin \alpha_2$

$l = 2 s_2 \cos \alpha_2.$

Die Winkel müssen stets im gleichen Sinne gezählt werden, wie in Abb. 7 durch Pfeile angedeutet.

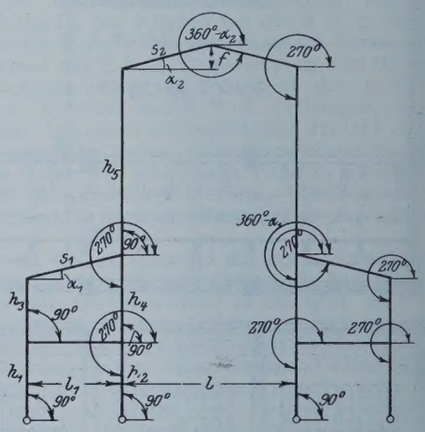


Abb. 7. Stabwinkel.

Man erhält somit:

Erstes Feld (links):

(12) $\Delta l_1 + \vartheta_1 h_1 - \vartheta_5 h_2 = 0$

(13) $\Delta h_1 - \Delta h_2 - \vartheta_2 l_1 = 0.$

Zweites Feld (links):

(14) $\Delta s_1 \cos \alpha_1 - \Delta l_1 + \vartheta_7 h_3 + \vartheta_9 s_1 \sin \alpha_1 - \vartheta_{11} h_4 = 0$

(15) $\Delta h_3 + \Delta s_1 \sin \alpha_1 - \Delta h_4 - \vartheta_9 s_1 \cos \alpha_1 + \vartheta_2 l_1 = 0.$

Mittelfeld:

(16) $\Delta s_2 \cos \alpha_2 + \Delta s_2 \cos \alpha_2 + \vartheta_5 h_2 + \vartheta_{11} h_4 + \vartheta_{13} h_5 + \vartheta_{15} s_2 \sin \alpha_2 - \vartheta_{16} s_2 \sin \alpha_2 - \vartheta_{14} h_5 - \vartheta_{12} h_4 - \vartheta_6 h_1 = 0$

(17) $\Delta h_2 + \Delta h_4 + \Delta h_5 + \Delta s_2 \sin \alpha_2 - \Delta s_2 \sin \alpha_2 - \Delta h_5 - \Delta h_4 - \Delta h_2 - \vartheta_{15} s_2 \cos \alpha_2 - \vartheta_{16} s_2 \cos \alpha_2 = 0.$

Viertes Feld (rechts):

(18) $\Delta s_1 \cos \alpha_1 - \Delta l_1 + \vartheta_{12} h_4 - \vartheta_{10} s_1 \sin \alpha_1 - \vartheta_8 h_3 = 0$

(19) $\Delta h_4 - \Delta s_1 \sin \alpha_1 - \Delta h_3 - \vartheta_{10} s_1 \cos \alpha_1 + \vartheta_4 l_1 = 0.$

Fünftes Feld (rechts):

(20) $\Delta l_1 + \vartheta_6 h_2 - \vartheta_3 h_1 = 0$

(21) $\Delta h_2 - \Delta h_1 - \vartheta_4 l_1 = 0.$

Mit der üblichen Vernachlässigung der Wirkung von Normalkräften und Berücksichtigung der Stabänderungen infolge gleichmäßiger Erwärmung (Temperaturunterschied $= t$, Dehnungsziffer $= \alpha_t$; z. B. $\Delta h_4 = \alpha_t t\, h_4$) erhält man, da viele Ausdrücke verschwinden, aus den bisherigen 21 Gleichungen die folgenden 11 Gleichungen:

$$(1)+(2)\quad \left\{\begin{aligned} &2[l_1' + h_1'][M_1 + M_2] + l_1'[M_3 + M_4] - \varrho[\vartheta_1 - \vartheta_3] \\ &\qquad = N_1 + N_2 \end{aligned}\right.$$

$$(3)+(4)\quad \left\{\begin{aligned} &l_1'[M_1 + M_2] + 2[l_1' + h_2'][M_2 + M_4] + \varrho[\vartheta_1 - \vartheta_3] \\ &\qquad = N_3 + N_4 - 2\varrho N_t \end{aligned}\right.$$

$$(5)+(6)\quad \left\{\begin{aligned} &2[h_3' + s_1'][M_5 + M_6] + s_1'[M_7 + M_8] - \varrho[\vartheta_7 - \vartheta_8] \\ &\qquad = N_5 + N_6 \end{aligned}\right.$$

$$(7)+(8)\quad \left\{\begin{aligned} &2[s_1' + h_4'][M_7 + M_8] + s_1'[M_5 + M_6] + \varrho[\vartheta_7 - \vartheta_8]\frac{h_3}{h_4} \\ &\qquad = N_7 + N_8 \end{aligned}\right.$$

Summen

$$(11)\quad s_2'[M_9 + M_{10}] + 4 s_2' M_{11} - 2\varrho\vartheta_{15} = N_{11}$$

$$(1)-(2)\quad \left\{\begin{aligned} &2(h_1' + l_1')(M_1 - M_2) + l_1'(M_3 - M_4) - \varrho(\vartheta_1 - \vartheta_3) \\ &\qquad = N_1 - N_2 \end{aligned}\right.$$

$$(3)-(4)\quad \left\{\begin{aligned} &l_1'(M_1 - M_2) + 2(l_1' + h_2')(M_3 - M_4) + \varrho(\vartheta_1 + \vartheta_3) \\ &\qquad = N_3 - N_4 \end{aligned}\right.$$

$$(5)-(6)\quad \left\{\begin{aligned} &2(h_3' + s_1')(M_5 - M_6) + s_1'(M_7 - M_8) - \varrho(\vartheta_7 + \vartheta_8) \\ &\qquad = N_5 - N_6 \end{aligned}\right.$$

$$(7)-(8)\quad \left\{\begin{aligned} &s_1'(M_5 - M_6) + 2(s_1' + h_4')(M_7 - M_8) + \varrho\frac{h_3}{h_4}(\vartheta_7 + \vartheta_8) \\ &\qquad = N_7 - N_8 \end{aligned}\right.$$

Differenzen

$$(9)-(10)\quad 2(h_5' + s_2')(M_9 - M_{10}) - \varrho(\vartheta_{13} + \vartheta_{14}) = N_9 - N_{10}$$

$$(9)+(10)+(16)=(22)\quad \left\{\begin{aligned} &2(h_5' + s_2')(M_9 + M_{10}) + 2 s_2' M_{11} \\ &+ \varrho\, 2\vartheta_{15}(1 + f/h_5) + \frac{h_1}{h_5}\varrho(\vartheta_1 - \vartheta_3) \\ &+ \varrho\frac{h_3}{h_5}(\vartheta_7 - \vartheta_8) + \frac{h_1'}{h_5}\varrho(2N_{t1} + N_{t2}) \\ &\qquad = N_9 + N_{10}, \end{aligned}\right.$$

worin bedeuten:

$$N_{t1} = \alpha_t t\frac{l_1}{h_1};\quad N_{t2} = \alpha_t t\frac{l}{h_1};\quad 6EJ_c = \varrho,$$

aus welchen 11 Gleichungen die 5 statisch unbestimmbaren Größen und 6 Winkelgleichungen zu bestimmen sind. Man muß jetzt die Überzähligen wählen und die anderen Größen auf Grund allgemeiner Gleichgewichtsbedingungen durch diese ersetzen. Im vorliegenden Falle sind alle Werte auf die Größen M_1, M_2, M_5, M_6 und $\mathfrak{H}_3$ reduziert worden. Man kann sodann jedes Feld für sich freimachen und die anderen Größen durch die zugrunde gelegten ausdrücken.

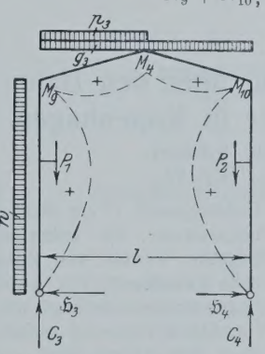


Abb. 8. Freimachung des Mittelteiles.

Durch Freimachung des Mittelteiles erhält man (Abb. 8) — die Wirkung der wagerechten Komponente des Windes auf die Dachfläche ist vernachlässigt worden —:

$$(22)\quad \mathfrak{H}_4 = \mathfrak{H}_3 - w\, h_5$$

$$(23)\quad M_9 + M_{10} = 2 h_5 \mathfrak{H}_3 - 3/2\, h_5^2\, w + e(P_1 + P_2)$$

$$(24)\quad M_9 - M_{10} = \frac{h_5^2}{2} w + e(P_2 - P_1)$$

$$(25)\quad \left\{\begin{aligned} &M_{11} = +\mathfrak{H}_3(h_5 + f) + \frac{g_3 l^2}{8} + \frac{p_3 l^2}{16} - \frac{w h_5}{4}(3 h_5 + 4 f) \\ &+ \frac{e}{2}(P_1 + P_2) \\ &C_3 l - \frac{g_3 l^2}{2} - \frac{3 p_3 l^2}{8} + w\frac{h_5^2}{2} - P_1(l - e) - P_2 e = 0. \end{aligned}\right.$$

Mit diesen Werten kann man den nächsten Teil freimachen, worauf man erhält (Abb. 9) (die Zwischenrechnungen, wie z. B. in Abb. 9a:

Abb. 9a.

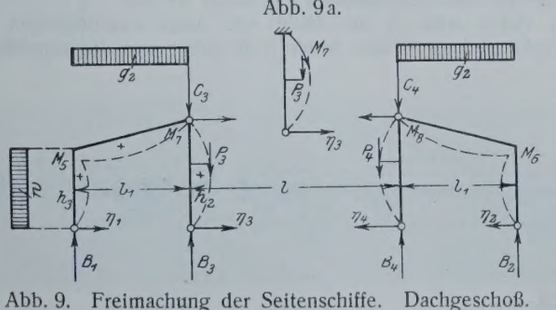


Abb. 9. Freimachung der Seitenschiffe. Dachgeschoß.

$-\eta_3 h_4 + P_3 e + M_7 = 0$, $M_7 = \eta_3 h_4 - P_3 e$, sollen hier nicht weiter mitgeteilt werden):

$$(26)\quad \left\{\begin{aligned} &M_7 + M_8 = -2\mathfrak{H}_3 h_4 \\ &\qquad + \frac{h_4}{h_3}(M_5 + M_6) - \frac{w h_4}{2}(h_3 - 2 h_5) - e(P_3 + P_4) \end{aligned}\right.$$

$$(27)\quad M_7 - M_8 = +\frac{h_4}{h_3}(M_5 - M_6) - \frac{w h_4}{2}(h_3 - 2 h_5) - e(P_4 - P_3).$$

In ähnlicher Weise erhält man schließlich für das nächste freigemachte Gebilde (Abb. 10) die Gleichungen:

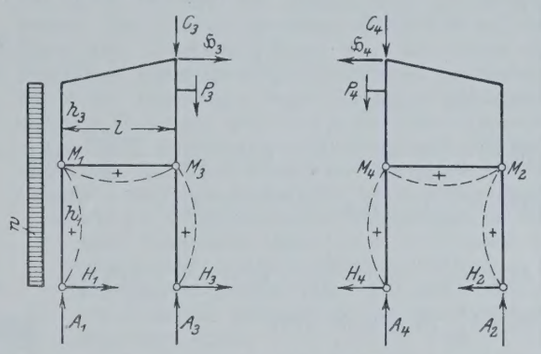


Abb. 10. Freimachung der Seitenschiffe. Erdgeschoß.

$$(28)\quad M_3 + M_4 = -2\mathfrak{H}_3 h_1 + (M_1 + M_2) - \frac{w h_1}{2}(h_1 + 2 h_3 - 2 h_5)$$

$$(29)\quad M_3 - M_4 = (M_1 - M_2) - \frac{w h_1}{2}(h_1 + 2 h_3 - 2 h_5).$$

Setzt man die so erhaltenen Ausdrücke in die vorhin aufgestellten Summen bezw. Differenzen ein, so erhält man Gleichungen, in denen die Stabdrehwinkel bloß durch die Größe $\mathfrak{H}_3$ ausgedrückt und die für die Ermittlung der durch die Kräftewirkung erzeugten Knotenpunktverschiebungen von großer Bedeutung sind, weil sie deren leichte Bestimmung erlauben. Nach Zwischenrechnungen (Gl. 30 bis 36) erhält man schließlich das wichtige Ergebnis:

$$(37)\quad \left\{\begin{aligned} &\mathfrak{H}_3 = \frac{K_5}{\Delta}(N_1 + N_2) - \frac{K_6}{\Delta}(N_3 + N_4) \\ &+ \frac{K_7}{\Delta}(N_5 + N_6) - \frac{K_8}{\Delta}(N_7 + N_8) + \frac{1}{\Delta}(N_9 + N_{10}) \\ &+ \frac{K_9}{\Delta}N_{11} - \frac{K_{10}}{\Delta}\frac{l^2 s_2}{8}(2 g_3 + p_3) + \frac{w}{2}\frac{\Gamma}{\Delta} - \frac{\gamma}{\Delta}e(P_1 + P_2) \\ &+ \frac{\beta}{\Delta}\frac{h_3}{h_5}e(P_3 + P_4) - \frac{1}{\Delta}\left[\frac{h_1}{h_5}(2\varrho N_{t1} + \varrho N_{t2}) - 2 K_6 \varrho N_{t2}\right], \end{aligned}\right.$$

worin sämtliche rechtsstehende Ausdrücke bekannt sind; hierin sind, der Einfachheit halber, gesetzt:

$$\alpha = \frac{l_1'(3 l_1' + 2 h_2') - 2(l_1' + h_2')(3 l_1' + 2 h_1')}{2(3 l_1' + h_1' + h_2')}$$

$$\beta = \left(s_1' + 2 s_1'\frac{h_4}{h_3} + 2 h_4'\frac{h_4}{h_3}\right)s_1' - 2(s_1' + h_4')\left(2 h_3' + 2 s_1' + s_1'\frac{h_4}{h_3}\right)$$

$$\gamma = 2 h_5' + 3 s_2' + 3 s_2'\frac{h_5 + f}{h_5}$$

$$\Delta = 4 h_5(h_5' + s_2') + 2 s_2'(h_5 + f)\left(1 + \frac{3 h_5 + 2 f}{h_5}\right) - 2\alpha\frac{h_1^2}{h_5} - 2\frac{h_3 h_4}{h_5}\beta$$

$$\Gamma = 6 h_5^2(h_5' + 3 s_2') + f s_2' 2(h_5 + 8 f) + \frac{h_1^2}{h_5}\alpha(h_1 + 2 h_3 - 2 h_5) + \frac{h_3 h_4}{h_5}\beta(h_3 - 2 h_5)$$

$$\delta = \frac{h_3 h'}{h_4} + s_1'\frac{h_3}{h_4} + (s_1' + h_4')\frac{h_4}{h_3}$$

$$\xi = s_1'\frac{h_3}{h_4} + 2 s_1' + 2 h_4'$$

$$K_1 = \frac{3 l_1' + 2 h_2'}{2(3 l_1' + h_1' + h_2')} \qquad K_6 = K_2\frac{h_1}{h_5}$$

$$K_2 = \frac{3 l_1' + 2 h_1'}{2(3 l_1' + h_1' + h_2')} \qquad K_7 = K_3\frac{h_3}{h_5}$$

$$K_3 = \frac{s_1' + 2 s_1'\frac{h_4}{h_3} + 2 h_4'\frac{h_4}{h_3}}{2[\div]} \qquad K_8 = K_4\frac{h_3}{h_5}$$

$$K_4 = \frac{2 h_3' + 2 s_1' + s_1'\frac{h_4}{h_3}}{2[\div]} \qquad K_9 = \frac{h_5 + f}{h_5}$$

$$K_5 = K_1\frac{h_1}{h_5} \qquad K_{10} = \frac{3 h_5 + 2 f}{h_5}$$

Hat man den Wert für $\mathfrak{H}_3$ ermittelt, so erhält man die anderen Werte:

$$(38)\quad \begin{cases} M_1 = \dfrac{N_1+N_3}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2)} + \mathfrak{H}_3 h_1 \dfrac{3\,l_1'+2\,h_2'}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2')} \\ \qquad + \dfrac{w\,h'}{2}(h_1+2\,h_3)\dfrac{3\,l_1'+2\,h_2'}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2')} - \dfrac{\varrho\,N_t'}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2')} \\ M_3 = M_1 - \mathfrak{H}_3 h_1 - \dfrac{w\,h_{13}}{2}(h_1+2\,h_3) \end{cases}$$

$$(39)\quad \begin{cases} M_2 = \dfrac{N_2+N_4}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2)} \\ \qquad + \mathfrak{H}_4 h_1 \dfrac{3\,l_1'+2\,h_2'}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2')} - \dfrac{\varrho\,N_t'}{2(3\,l_1'+h_1'+h_2')} \\ M_4 = M_2 - \mathfrak{H}_4 h_1 \end{cases}$$

$$(40)\quad \begin{cases} M_5 = \dfrac{h_3}{2\,\delta\,h_4} N_5 + \dfrac{N_7}{2\,\delta} + \mathfrak{H}_3 h_4 \dfrac{\varepsilon}{2\,\delta} + \dfrac{w\,h_3 h_4}{2}\dfrac{\varepsilon}{2\,\delta} + e\,P_3\dfrac{\varepsilon}{2\,\delta} \\ M_7 = \dfrac{h_4}{h_3} M_5 - \mathfrak{H}_3 h_4 - \dfrac{w\,h_3 h_4}{2} - P_3\,e \end{cases}$$

$$(41)\quad \begin{cases} M_6 = \dfrac{h_3}{2\,\delta\,h_4} N_6 + \dfrac{N_8}{2\,\delta} + \mathfrak{H}_4 h_4 \dfrac{\varepsilon}{2\,\delta} + e\,P_4\dfrac{\varepsilon}{2\,\delta} \\ M_8 = \dfrac{h_4}{h_3} M_6 - \mathfrak{H}_4 h_4 - P_4\,e \end{cases}$$

$$(42)\quad \begin{cases} M_9 = \mathfrak{H}_3 h_5 - \dfrac{w\,h_5^2}{2} + P_1\,e \\ M_{10} = \mathfrak{H}_4 h_5 + P_2\,e \end{cases}$$

$$(43)\quad \begin{cases} M_{11} = \mathfrak{H}_3(h_5+f) + \dfrac{l^2}{16}(2\,g_3+p_3) - \dfrac{w\,h_5}{4}(3\,h_5+4f) \\ \qquad + \dfrac{e}{2}(P_1+P_2) \end{cases}$$

$$(44)\quad \begin{cases} C_3 = \dfrac{g_3\,l}{2} + \dfrac{3\,p_3\,l}{8} - \dfrac{w\,h_5^2}{2\,l} + P_1 + \dfrac{e}{l}(P_2-P_1) \\ C_4 = g_3\dfrac{l}{2} + \dfrac{p_3\,l}{8} + \dfrac{w\,h_5^2}{2\,l} + P_2 + \dfrac{e}{l}(P_1-P_2) \end{cases}$$

$$(45)\quad \begin{cases} B_1 = -\mathfrak{H}_3\dfrac{h_4}{l_1'} - \dfrac{w}{2}\dfrac{h_3^2}{l_1} + \dfrac{g_2\,l_1}{2} - P_3\dfrac{e}{l_1} \qquad \eta_1 = -\dfrac{M_5}{h_3} - \dfrac{w\,h_3}{2} \\ B_3 = \mathfrak{H}_3\dfrac{h_4}{l_1} + \dfrac{w}{2}\dfrac{h_3^2}{l} + \dfrac{g_2\,l_1}{2} + P_3\dfrac{e+l_1}{l_1} + C_3 \qquad \eta_3 = -\mathfrak{H}_3 - \eta_1 - w\,h_3 \\ B_2 = -\mathfrak{H}_4\dfrac{h_4}{l_1} + \dfrac{g\,l_1'}{2} - P_4\dfrac{e}{l_1} \qquad \eta_2 = -\dfrac{M_6}{h_3} \\ B_4 = -\mathfrak{H}_4\dfrac{h_4}{l_1} + \dfrac{g_2\,l'}{2} + P_4\dfrac{e+l_1}{l_1} + C_4 \qquad \eta_4 = -\mathfrak{H}_4 - \eta_2 \end{cases}$$

$$(46)\quad \begin{cases} A_1 = -\mathfrak{H}_3\dfrac{h_1+h_4}{l_1} - \dfrac{w}{2}\dfrac{(h_1+h_3)^2}{l_1} + \dfrac{g_1+g_2}{2}l_1 - P_2\dfrac{e}{l_1} \qquad H_1 = -\dfrac{M_1}{h_1} - \dfrac{w\,h_1}{2} \\ A_3 = \mathfrak{H}_3\dfrac{h_1+h_4}{l_1} + \dfrac{w}{2}\dfrac{(h_1+h_3)^2}{l_1} + \dfrac{g_1+g_2}{2}l_1 + P_3\dfrac{e+l_1}{l_1} + C_3 \qquad H_3 = -\mathfrak{H}_3 - H_1 - w(h_1+h_3) \\ A_2 = -\mathfrak{H}_4\dfrac{h_1+h_2}{l_1} + \dfrac{g_1+g_2}{2}l_1 - P_4\dfrac{e}{l_1} \qquad H_2 = -\dfrac{M_2}{h_1} \\ A_4 = \mathfrak{H}_4\dfrac{h_1+h_4}{l} + \dfrac{g_1+g_2}{2}l_1 + P_4\dfrac{e+l_1}{l_1} + C_4 \qquad H_4 = -\mathfrak{H}_4 - H_2. \end{cases}$$

(Schluß folgt.)

Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 32.)

2. Entwurf: „Bifrost". Verfasser: Dr. techn. Chr. Nökkentved und Ingenieur S. Friid Jespersen in Kopenhagen.

Im allgemeinen ist die vom Stadtingenieur vorgeschlagene Linienführung beibehalten worden. Auf der Seelandseite sind zur Verbindung der Hochbrücke mit den Kaistraßen Rampen vorgesehen, die im großen und ganzen die vom Stadtingenieur vorgeschlagene Lage haben. Auf der Amagerseite sind als Verbindung zwischen der Hochbrücke und den Kaistraßen für Fuhrwerke nur Aufzüge und für Fußgänger Aufzüge und Treppen angeordnet.

Der Straßenkreuzungspunkt *A* bei der Dybbölsgade auf der Seelandseite (Abb. 1) wird auf + 8,61 gehoben; die Brücke steigt von hier mit 20,4 ‰ bis auf + 13,24 an der Einmündung der Rampe an der Kalvebod Brygge und im weiteren Verlauf mit 28,6 ‰ bis auf + 25,00 über der Mitte des Hafens und fällt von hier mit 28 ‰ bis zur Ausmündung auf der Amagerseite.

Die Breite der Fahrbahn, der Radfahr- und Fußwege entspricht den Bedingungen des Wettbewerbes. Die ganze Brücke ist mit Ausnahme des beweglichen Teils in Eisenbeton geplant. In der Abb. 8 ist die Brücke in ihrer Gesamtansicht dargestellt. Das Eisenbahngelände auf der Seelandseite wird in elf Öffnungen von zweimal 19, 21, zweimal 19, 21, zweimal 19, 21, 19 u. 20,3 m Weite von Eisenbetonbalken mit bogenförmigem Untergurt überbrückt. In den drei Öffnungen von 21 m Weite sind in den Eisenbetonbalken zwei Gelenke angeordnet. Die Ausbildung dieser Gelenke ist aus der Abb. 9a zu ersehen. Die einschließlich der Radfahrwege 16 m breite Fahrbahn wird von neun 50 cm dicken Eisenbetonbalken getragen, die in jeder Öffnung durch je vier Querträger verbunden sind. In der Verlängerung dieser Querträger sind Konsolen zur Unterstützung der Fußsteige angeordnet (Abb. 9b). Die Fahrbahnplatte ist 23 cm, die Fußwegplatte 17 cm dick. Die Zwischenstützen sind 40 cm dicke Eisenbetonwände, die unten auf Eisenbetonsockeln gelenkig gelagert sind. Letztere werden von Eisenbetonpfählen getragen. Die Anordnung von zehn Zwischenstützen gestattet zwar, daß die vier Hauptgleise unverändert liegenbleiben, verlangt aber die Verschiebung einiger Ladegleise.

Der Brückenteil zwischen dem Eisenbahngelände und der Hochbrücke über dem Hafen wird von sieben unter der Fahrbahn liegenden Eisenbetonbogen mit drei Gelenken und mit Stützweiten von 46,5 bis 51,25 m gebildet. Die Fahrbahn einschließlich der Radfahrwege wird von vier Rippenbogen getragen, die 35 cm dick und im unteren Teil zur Sicherung gegen Ausknicken auf 1 m verstärkt sind (Abb. 10b). In Abständen von 4,5 m sind die Rippenbogen durch 35 cm starke Querwände mit Aussparungsöffnungen verbunden (Abb. 10a u. b). Zwischen je zwei Rippenbogen ist die 30 cm dicke Fahrbahnplatte noch durch je einen Längsträger unterstützt (Abb. 10b u. d). In der Verlängerung der Querwände sind die Konsolen zur Unterstützung der Fußsteige angeordnet. Im Scheitel und an den Kämpfern werden die Rippenbogen auf je eine Fachlänge durch eine über die ganze Breite durchlaufende 60 cm dicke Platte verbunden, in die die Betonquadergelenke eingesetzt werden. Über den Gelenken sind die Rippenbogen und die Fahrbahn unterbrochen. Um die hierdurch entstehenden langen senkrechten Fugen an den Pfeilern zu verbergen, werden die Pfeiler mit Vorsprüngen versehen (Abb. 10c), die die Fugen verdecken. Unterhalb der Kämpfergelenke sind die Pfeiler massiv, oberhalb der Gelenke bestehen sie aus zwei Querwänden, die durch Längswände ausgesteift sind (Abb. 10a). Auch in diesem Brückenteil sollen die Pfeiler auf Eisenbetonpfählen gegründet werden.

Der Hafen wird in der Mitte von einer zweiflügeligen eisernen Klappbrücke und zu beiden Seiten von dieser von eingespannten, über

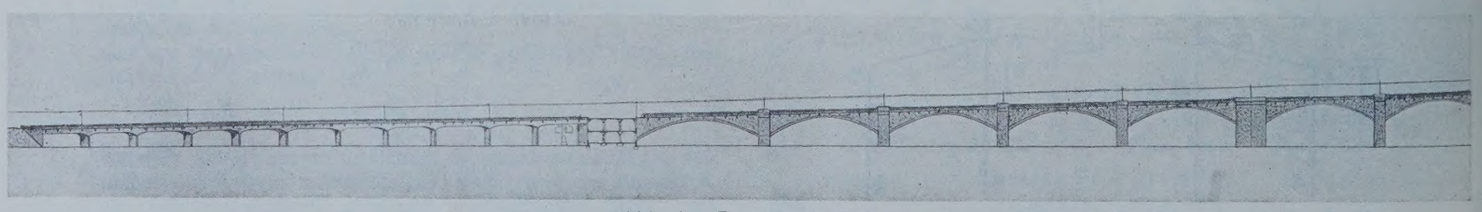


Abb. 8. Gesamtansicht.

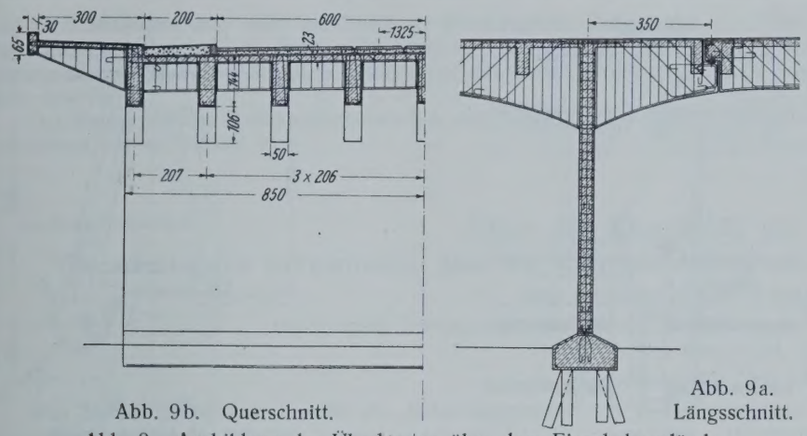


Abb. 9b. Querschnitt. Abb. 9a. Längsschnitt.

Abb. 9. Ausbildung der Überbauten über dem Eisenbahngelände.

die Fahrbahn hinausragenden Eisenbetonbogenträgern von 80 m Spannweite überbrückt. Je zwei Bogen tragen in jeder der beiden Öffnungen Fahrbahn und Fußsteige, deren Gesamtbreite mit Rücksicht auf den durch die Bogenträger eingenommenen Raum auf 23,80 m vergrößert ist (Abb. 11b). Die Bogen sollen zur Verminderung ihres Eigengewichtes und des wagerechten Schubes aus hochwertigem, sogenanntem Alzement hergestellt werden. Sie haben in der Mitte einen Rechteckquerschnitt von 1,2 · 1,8 m; in der Nähe der Pfeiler durchschneiden sie die Fahrbahn und münden unter der Fahrbahn in die Pfeiler. Die Pfeilhöhe der Bogen beträgt 20 m, also $^1/_4$ der Spannweite. Die beiden Bogen jeder der beiden Überbauten sind durch sechs Querriegel miteinander verbunden. In der Ebene der Bogenträger liegen 3,9 m hohe Längsträger mit kräftigen Gurtungen (Abb. 11a u. b). Diese Längsträger sind in die Pfeiler eingespannt und an den Bogen mit Hängestangen aufgehängt. In 12,05 m Abstand von den Pfeilern sind beiderseits Gelenke in die Träger eingeschaltet. Die Querträger liegen ebenso wie die 35 · 65 cm starken Hängestangen in 4,30 m Abstand voneinander (Abb. 11a u. c); zwischen den Querträgern sind in 2,05 m Abstand voneinander Zwischenlängsträger angeordnet (Abb. 11b). Die Fußsteige werden von Konsolen getragen, die in der Verlängerung der Querträger liegen.

Der bewegliche Teil der Brücke ist eine zweiflügelige eiserne Klappbrücke mit festen Drehachsen, die 51,2 m voneinander entfernt sind (Abb. 12a). Jeder Flügel besitzt zwei doppel- und vollwandige Hauptträger mit 12,4 m Mittenabstand. Die Obergurte der Hauptträger laufen gleich mit der Steigung der Fahrbahn; die Untergurte sind nach einer Parabel gekrümmt und zeigen schon äußerlich die Eigentümlichkeit des Bogenträgers an; denn die Träger beider Klappen bilden im geschlossenen Zustande einen Dreigelenkbogen. Die Kämpfergelenke sind unterhalb der festen Drehachsen und seitlich gegen diese nach der Klappenöffnung verschoben angeordnet (Abb. 12d). Die mit den Hauptträgern verbundenen Gelenkschalen stützen sich auf Zapfen, die unten an den Lagerböcken der Drehachsen sitzen (Abb. 12c). Das Scheitelgelenk ist im Obergurt angeordnet (Abb. 12b). Unterhalb der Drehachsen sind die Hauptträger kreisförmig gestaltet und tragen hier Zahnkränze, in die die Antriebritzel zum Öffnen und Schließen eingreifen. Die Hauptträger sind rückwärts zur Aufnahme des Gegengewichtes verlängert; letzteres ist so schwer, daß der Schwerpunkt jeder der beiden Klappen durch die Drehachse geht. Wenn beim Schließen der Brücke die Schalen der Kämpfergelenke sich gegen die Zapfen der Lagerböcke gelegt haben, sind die beiden Teile des Scheitelgelenkes in die in der Abb. 12b dargestellte Lage zueinander gekommen. Um nun das Scheitelgelenk zum Schluß zu bringen, werden unter die rückwärtigen Arme der Hauptträger Hebel geschoben (Abb. 13), die mit der Übersetzung 1:4 und einem angehängten Gewicht von 25 t auf jeden der Hauptträger eine nach oben gerichtete Kraft von 100 t ausüben.

Abb. 10a. Längsschnitt.

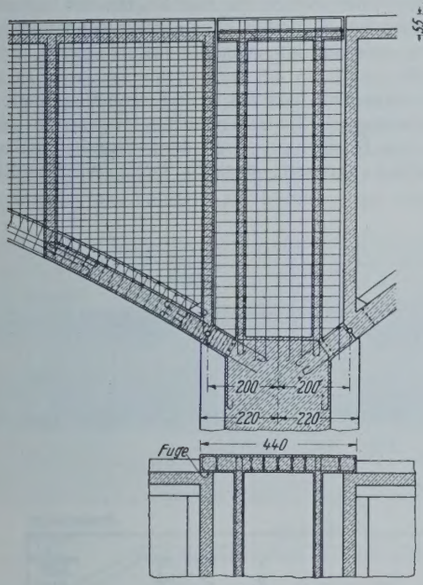
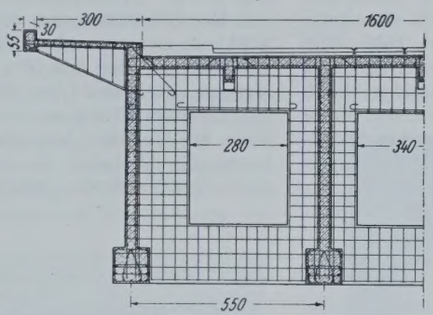


Abb. 10c. Wagerechter Längsschnitt.

Abb. 10b. Querschnitt.



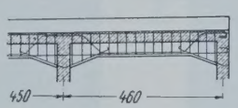


Abb. 10d. Längsschnitt durch die Fahrbahn.

Abb. 10. Ausbildung der Überbauten zwischen dem Eisenbahngelände und dem Hafen.

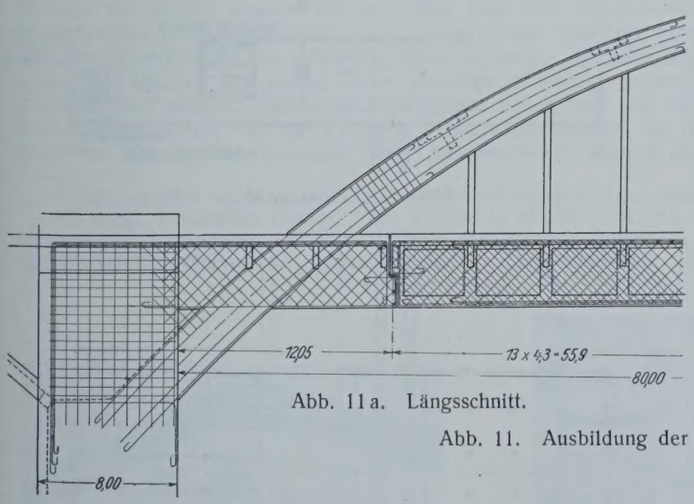


Abb. 11a. Längsschnitt.

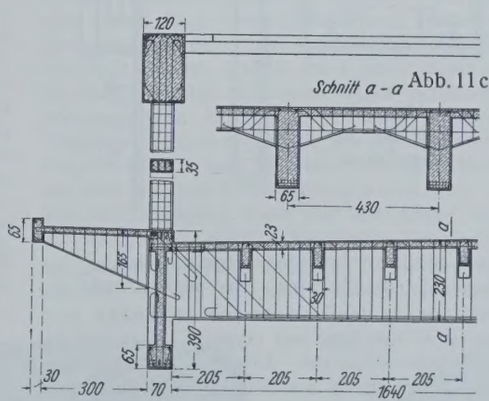


Abb. 11c.

Abb. 11b. Querschnitt.

Abb. 11. Ausbildung der festen Überbauten über dem Hafen.

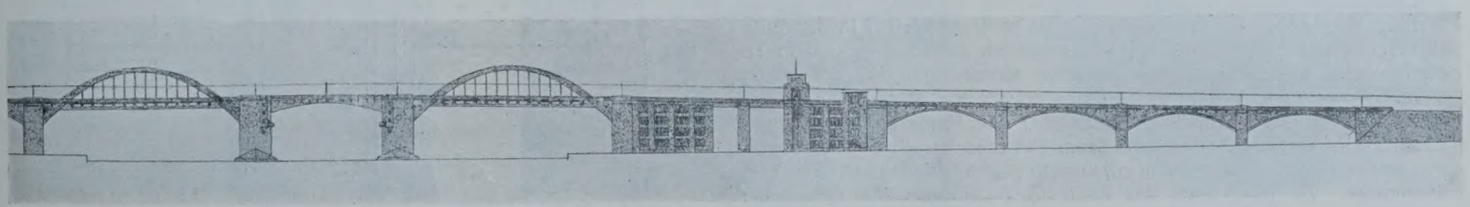


Abb. 8. Gesamtansicht.

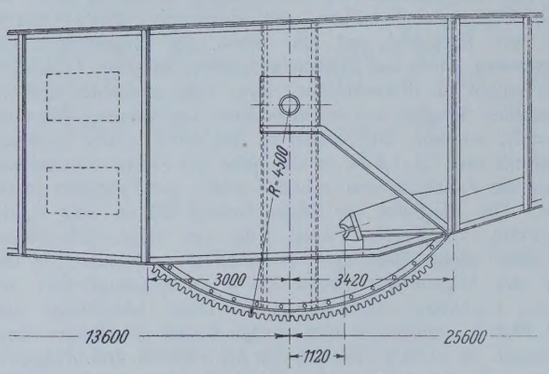


Abb. 12a. Ansicht über dem Pfeiler.

Abb. 12b.
Ansicht in Brückenmitte.

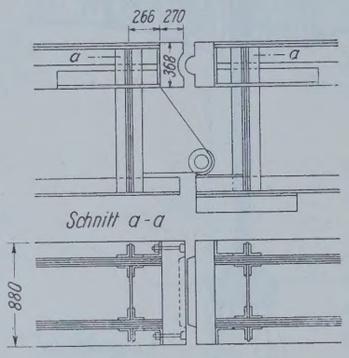


Abb. 12c.

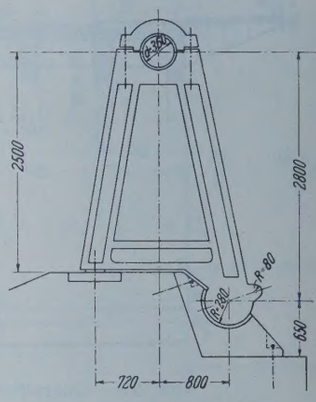


Abb. 12d. Lagerbock.

Abb. 12. Ausbildung der Klappbrücke.

Diese Kraft kippt den Hauptträger samt dem Lagerbock um das unter dem Kämpfergelenkzapfen gelegene Gelenk des Lagerbockes (Abb. 12d) und bringt hierdurch das Scheitelgelenk zum Schluß. Wenn die Klappen geöffnet werden sollen, werden die Hebelgewichte durch Schraubenspindeln, die mit Schnecke und Schneckenrad von einem Motor angetrieben werden, gehoben und dann die Hebel unter den Hauptträgern fortgezogen. Die Hauptträger drehen sich dann samt den Lagerböcken um deren untere Gelenke, bis die Lagerböcke wieder in der ursprünglichen Lage angekommen sind. Alsdann können die Klappen geöffnet werden.

An die Hochbrücke über den Hafen schließt sich auf der Amagerseite die Aufzug- und Treppenanlage (Abb. 14). Die Aufzüge selbst sind östlich der Island Brygge angeordnet, um den Verkehr auf dieser Straße und auf den Hafengleisen nicht zu stören. Zu beiden Seiten der Aufzüge zweigen von der Island Brygge Zufahrtstraßen ab, die im Bogen in die Fuhrwerk-Aufzüge einmünden (Abb. 14c). Auf jeder Seite der Brücke

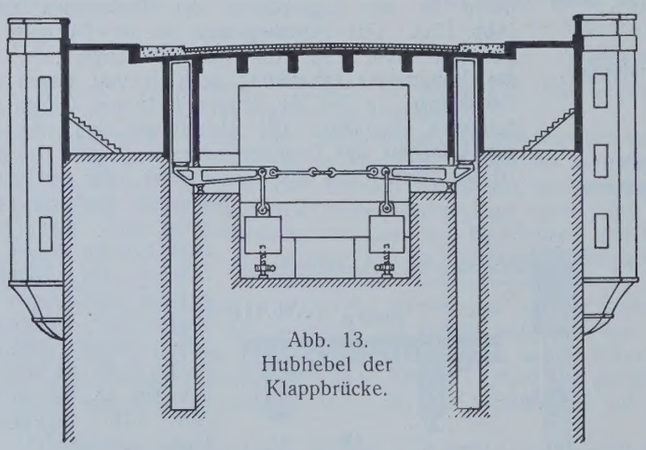


Abb. 13.
Hubhebel der
Klappbrücke.

sind zwei Fuhrwerk-Aufzüge von je 10 t Tragfähigkeit vorgesehen, auf der Nordseite für den Verkehr von Amager über die Brücke nach der Seelandseite und auf der Südseite für den Verkehr von der Brücke nach Island Brygge. Die Aufzüge sind 9 m lang und nehmen in der Breitenrichtung auf jeder Seite der Brücke 10 m ein. Um den durchgehenden Verkehr auf der Brücke nicht zu stören, ist vor den Aufzügen für Wagen, die die Aufzüge benutzen wollen und warten müssen, ein 40 m langer Platz in der Breite der Aufzüge vorgesehen. Um die Aufzüge herum sind die Radfahr- und Fußgängerwege geführt. Auf diese Weise entsteht ein 94 m langer und 46 m breiter Platz auf der Brücke. In den östlichen Ecken dieses Platzes befinden sich die Aufzüge und Treppen für die Fußgänger, im Norden für den Verkehr von Island Brygge auf die Brücke und im Süden für den Verkehr in umgekehrter Richtung. Die beiden Treppenläufe (Abb. 14b) vereinigen sich im weiteren Verlauf in der Mitte zu einer breiten Treppe (Abb. 14c), die zugleich als Zugang zu dem an dieser Stelle unter der Brücke geplanten vierstöckigen Bureaugebäude dient. Unter dem westlichen Teil des erweiterten Brückenplanums ist gleich im Anschluß an die Hochbrücke über dem Hafen ein vierstöckiges Hafenpackhaus geplant. Der freie Raum zwischen beiden Gebäuden wird von einer Eisenbetonkonstruktion mit kreuzförmigen Mittelstützen (Abb. 14c) überbrückt. Zu jeder Seite des Packhauses verbindet eine Querstraße Island Brygge und die Kaistraße.

Der Brückenteil von der Aufzuganlage bis zum Beginn der Erdrampe wird von vier unter der Fahrbahn liegenden Dreigelenk-Eisenbetonbogen gebildet, die den auf der anderen Seite von der Hafenhochbrücke gelegenen gleich sind (Abb. 8).

Um dem Einwande zu begegnen, daß auf dem Eisenbahngelände zu viele, die Übersicht beeinträchtigende Zwischenstützen vorgesehen seien, haben die Verfasser für den Brückenteil über dem Eisenbahngelände noch einen anderen Vorschlag gemacht, der nur zwei Zwischenpfeiler

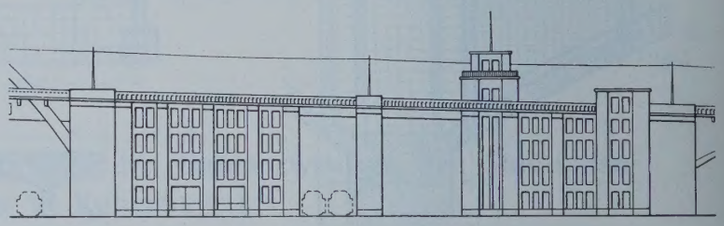


Abb. 14a. Ansicht.

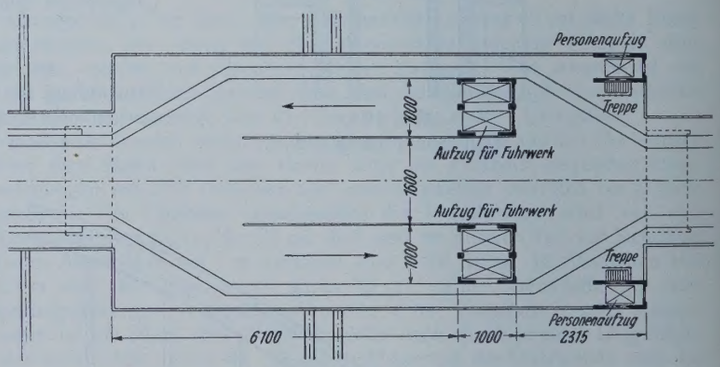


Abb. 14b. Draufsicht.

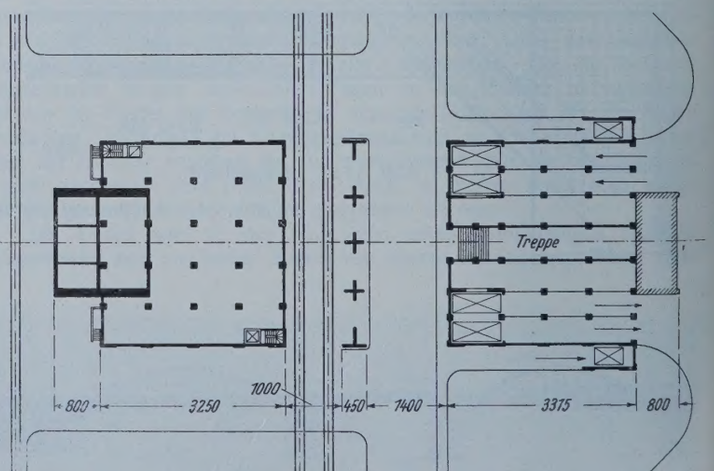


Abb. 14c. Grundriß.

Abb. 14. Aufzug- und Treppenanlage.

und als Überbauten drei über die Fahrbahn hinausragende Dreigelenk-Eisenbetonbogen von 75 m Spannweite vorsieht. Die bauliche Durchbildung dieser Überbauten ähnelt der Anordnung der großen Überbauten über dem Hafen.

Die Kosten für die Brückenanlage erhöhen sich bei Wahl des Nebenvorschlages um rd. 700 000 Kr.

Das Preisgericht, das den Entwurf in brückenbautechnischer und in verkehrstechnischer Hinsicht mit Recht als eine gute Leistung anerkannt, gibt dem zweiten Vorschlag trotz der höheren Kosten den Vorzug. Die Kosten für den Hauptvorschlag betragen nach den Feststellungen des Preisgerichtes 10,9 Mill. Kr. und unter Berücksichtigung des Nebenvorschlages 11,6 Mill. Kr. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Elastizität der Baustoffe.

Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur.

(Nach einem Vortrage, gehalten am 6. Mai 1926 in der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von **Otto Graf.**

(Fortsetzung aus Heft 33.)

Was bisher erörtert ist, betrifft die Belastungsgrenzen, in denen elastisches Verhalten des Materials dauernd zu erwarten ist. Wir haben dabei feststellen müssen, daß die Höchstlast bei oftmaliger Beanspruchung weit unterhalb der Zugfestigkeit bleiben muß und höchstens bis zur Streckgrenze reichen darf. Dementsprechend verhielt sich auch das Material. Während das Flußeisen beim gewöhnlichen Zugversuch vor dem Bruch bedeutende Verlängerung und Einschnürung nach Abb. 8 erfährt, oder sich zusammenbiegen läßt wie in Abb. 9 unten, findet unter oftmals wiederholten Lasten, die die Dauerfestigkeit wenig überschreiten, ein spröder Bruch statt. Abb. 9 (aus Versuchen der A. E. G., Berlin) zeigt oben einen Stab, der oftmaliger Biegungsanstrengung unterworfen war[14]) und nach Auftreten des Risses zu anschaulicher Darstellung aufgebogen worden ist. Wir sehen im Gegensatz zu dem unten abgebildeten Stabe scharfe Bruchränder und keinerlei mit blosem Auge erkennbare Formänderung des

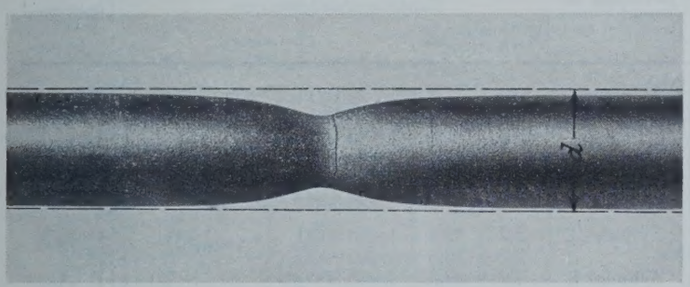


Abb. 8.
d ist der ursprüngliche Durchmesser des Stabes.

Materials im Eintrittsgebiet des Risses. Auch Abb. 10, zu einem Stabe gehörig, den mir Moore aus Urbana sandte, weist bei *a*, der Stelle des Bruchbeginns, scharfe Bruchränder ohne sichtbare Verformung auf. Ganz ähnliche Bruchbilder kennen wir in großer Zahl von Maschinenteilen (Kurbelwellen, Kraftwagenachsen usw.). Immer wieder wird uns gezeigt, daß die Formbarkeit des Materials (Bruchdehnung, Querschnittsverminderung) auf den Widerstand gegen oftmalige Belastung anscheinend keinen Einfluß ausübt. Zahlreiche Forschungen haben sich mit diesen Erscheinungen befaßt und die Vorgänge klarzustellen gesucht, die den Bruch bei oftmaliger Wiederholung einer Last einleiten.[15]) Zurzeit dürfte

[14]) Diesen Stab verdankt der Verfasser Herrn Direktor Kieser, Berlin.

[15]) Vergl. namentlich Gough, The Fatigue of Metals 1924; Sachs, Mechanische Technologie der Metalle 1925; Mailänder, Bericht Nr. 38 des Werkstoffausschusses des Vereins deutscher Eisenhüttenleute 1924.

folgende Anschauung die meist vertretene sein. Das Flußeisen ist ein Haufwerk von Kristalliten verschiedener Größe und verschiedener kristallographischer Orientierung. Im Gefügebilde des geglühten, langsam abgekühlten Eisens sitzen zwischen Ferritkörnern (hell in Abb. 11) Inseln aus einem Gemenge von Ferrit und Cementit (dunkel in Abb. 11). Die elastischen Eigenschaften der Bestandteile sind nicht gleich. Überdies entstanden die einzelnen Körner unter hoher Temperatur, während eines gewissen Zeitraums unter gegenseitiger Behinderung, womit innere Spannungen, die örtlich verschieden sind, verbunden sein dürften. Dazu

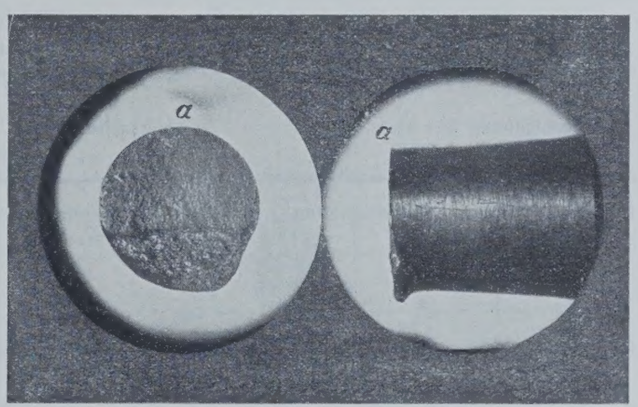


Abb. 10.

kommen innere Spannungen durch Walzen, Schmieden, Richten usf. Die Beanspruchungen an den Korngrenzen und in den Körnern dürften erhebliche Verschiedenheiten aufweisen. Bei wechselnder Belastung durch eine äußere Kraft können die inneren Spannungen an vielen Stellen zur Auslösung kommen, örtlich wohl auch verstärkt werden. Die Kraft wird von Korn zu Korn und in den Körnern unter mannigfaltigen Verhältnissen übertragen werden. Kleine bleibende Verschiebungen und bleibende Formänderungen an verschiedenen Stellen werden stattfinden, auch andere Vorgänge kommen in Betracht, bis sich das Ganze für die jeweilige Belastung eingerichtet hat und sich ein Gleichgewichtszustand einstellt, mit dem nur noch federnde Formänderungen auftreten. Dazu tritt, daß wir in jedem Material Fehlstellen, wenn auch sehr kleine, antreffen. Bei diesen werden die soeben bezeichneten bleibenden Formänderungen verstärkt auftreten.

Es ist gelungen, bleibende örtliche Formänderungen in dem geschilderten Sinn weit unterhalb der Grenze der Dauerfestigkeit nach-

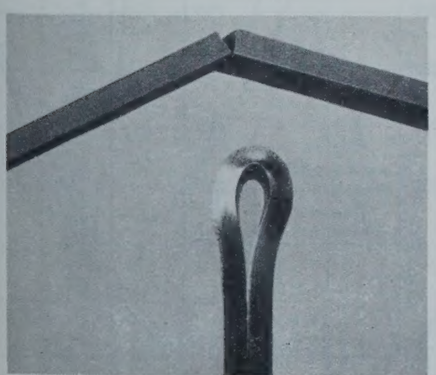


Abb. 9.

Abb. 11.

Abb. 12.

zuweisen.[16]) Auch die Entwicklung der Dehnungen eines Stabes beim Belasten und Entlasten steht mit dieser Deutung im Einklang.

Die bleibenden Formänderungen einzelner Körner oder Körnerteile führen schließlich zu örtlicher Rißbildung in kleinstem Ausmaß, die sich unter oftmaliger Wirkung der gleichen Last oder höherer Lasten allmählich auf eine größere Fläche ausdehnt und zum deutlich wahrnehmbaren Riß führt. Ein anschauliches Beispiel gibt Abb. 12, die den Querschnitt der im Betriebe gebrochenen feststehenden Vorderachse eines Lastkraftwagens darstellt. Oben und unten in den Gebieten der größten Anstrengung entstand, allmählich über die feinkörnigen Flächen vordringend, ein Riß, bis die Achse plötzlich brach. Dieser Endbruch vollzog sich auf der grobkörnigen Fläche.

Die bisherigen Darlegungen dürften die Auffassung begründen, daß über das Verhalten des Flußstahls bei oftmaliger Belastung bedeutsame Erkenntnisse gewonnen sind, die im Bauwesen zu beachten und nutzbar zu machen sind, überdies bei Mißerfolgen zur Erklärung beitragen.

Für den Bauingenieur wichtig sind ferner die Versuche mit **Natursteinen,** namentlich im Hinblick auf ihre Verwendung zum Beton.

Die ersten für den Ingenieur brauchbaren Ergebnisse von Elastizitätsversuchen mit deutschen Steinen hat wohl Bauschinger[17]) bekanntgegeben; sie gehören vorwiegend zu bayerischen Graniten, Kalksteinen und Sandsteinen. Die Dehnungszahl ist in der Regel nur durch Ermittlung der gesamten Dehnungen bestimmt worden; sie betrug 1/831 000 (bei hochwertigem Kalkstein) bis 1/3800 (bei geringwertigem Sandstein).

Weitergehende Feststellungen verdanken wir C. Bach; Zusammenstellung 1 enthält Beispiele aus seinen Druckversuchen mit Granit, Sandstein und Marmor; die Dehnungszahlen liegen hier für Granit zwischen 1/128 100 und 1/450 300, für Sandstein zwischen 1/34 500 und 1/119 500.

Ergebnisse aus eigenen Versuchen, auf die schon in der Einleitung hinzuweisen war, finden sich in Abb. 13 und 14; sie erstrecken sich auf

Basalt vom Westerwald (Druckfestigkeit $K = 3082$ kg/cm²),
Muschelkalk aus der Gegend von Waiblingen ($K = 1320$ kg/cm²),
Quarzit aus dem Montafon ($K = 4404$ kg/cm²),
Granit aus dem Murgtal ($K = 1277$ kg/cm²),
Buntsandstein aus der Gegend von Freudenstadt ($K = 639$ kg/cm²),

sowie vergleichsweise auf

Hochofenstückschlacke aus Essen ($K = 1809$ kg/cm²).

In Abb. 13 und 14 sind die Linien der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen der 6 Gesteine eingetragen, ferner von Flußstahl und gutem Gußeisen.[18])

Basalt und Stückschlacke, sowie Muschelkalk und Quarzit lieferten weit kleinere Dehnungszahlen als der Granit und der Sandstein. Während die Dehnungszahl bei Basalt bis auf rd. 1/1 050 000 heruntergeht, steigt sie beim Buntsandstein bis auf rd. 1/70 000. Diese Zahlen mahnen zur Vorsicht, wenn Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Bauten

[16]) Vergl. Gough, The Fatigue of Metals 1924.

[17]) 10. Heft der Mitteilungen aus dem Mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München 1884.

[18]) Ein ausführlicher Bericht über die Elastizitätsversuche mit den in Abb. 13 und 14 aufgeführten Baustoffen ist in Vorbereitung.

Zusammenstellung 1.

Bezeichnung des Materials	Versuchsbericht	Bezeichnung des Versuchskörpers im Bericht Sp. 2	Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen: für die Spannungsstufe (kg/cm²)	Dehnungszahl		Würfelfestigkeit kg/cm²
Bayerischer Granit aus Edenstetten	Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1897, S. 241 u. f.	Zylinder I	0— 41,3	1/129 100	1. Versuch	1006
			0—137,7	1/128 100		
		Zylinder II	0— 41,3	1/130 100	3. Versuch	
			0—137,7	1/150 000		
			0— 44,6	1/189 200	3. Versuch	
			0—148,6	1/208 200		
Bayerischer Granit aus Wunsiedel	Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1903, S. 1439 u. f.	Zylinder I	2,2— 39,4	1/450 300	2. Versuch	1597
			2,2—138,5	1/440 000		
		Zylinder II	2,2— 39,3	1/230 300		1335
			2,2—138,1	1/246 200	1. Versuch	
		Zylinder III	2,2— 39,1	1/384 400		—
			2,2—137,4	1/362 800		
Heilbronner Keupersandstein (feinkörnig, rot)	Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1904, Heft 20	Körper IV	4,4— 26,3	1/ 34 900		566
			4,4— 70,2	1/ 38 500	1. Versuch	
		Körper V	4,4— 26,3	1/ 34 500		
			4,4— 70,2	1/ 37 300		
Grobkörniger württ. Sandstein (rot)	—	—	4,0— 8,0	1/119 500	seit Jahren zu Demonstrationsversuchen verwendet, also oft vorbelastet	—
			4,0— 16,1	1/109 000		
Sandstein von Dettenhausen (weiß)	—	Zylinder I	0— 11,0	1/ 82 400	1. Versuch	510
			0— 40,3	1/ 89 600		
		Zylinder II	0— 13,2	1/ 70 300	1. Versuch	
			0— 43,7	1/ 85 200		
Marmor	C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 6. Aufl., S. 82, 9. Aufl., S. 92	—	0,2— 24,2	1/187 200	1. Versuch	—
			48,3— 72,3	1/261 800		

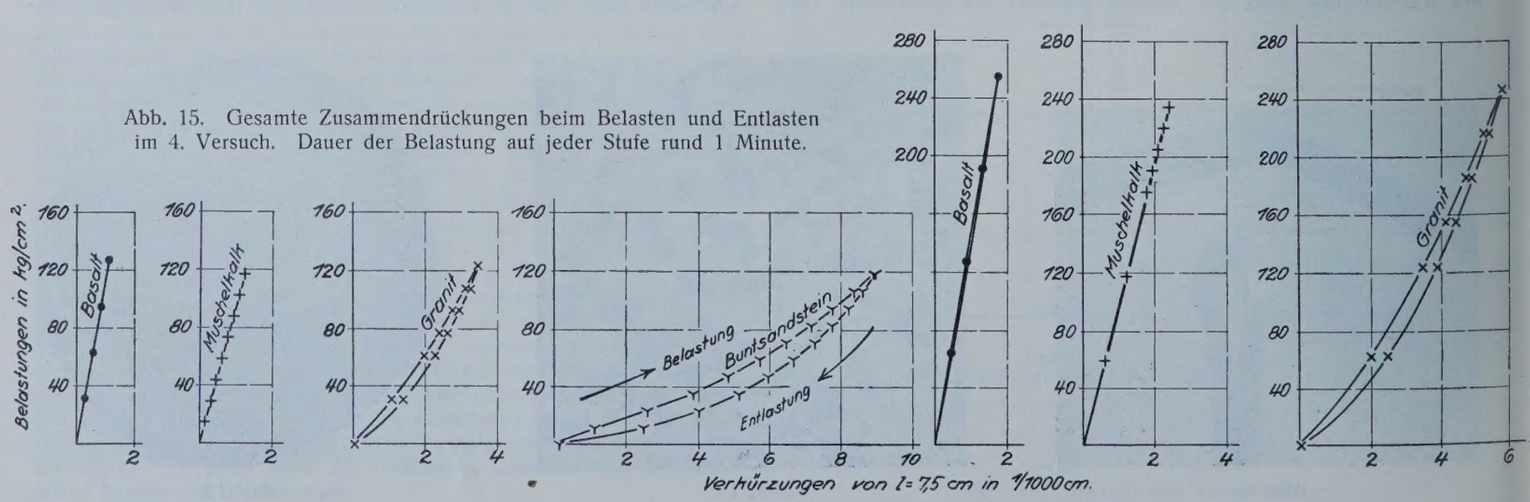


Abb. 15. Gesamte Zusammendrückungen beim Belasten und Entlasten im 4. Versuch. Dauer der Belastung auf jeder Stufe rund 1 Minute.

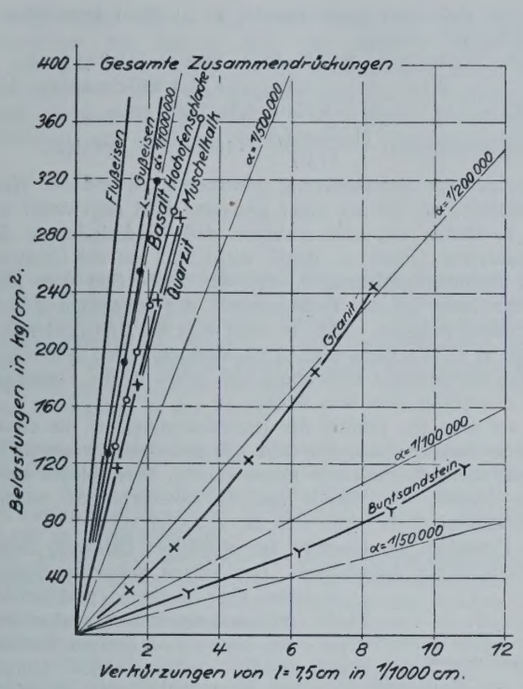


Abb. 13a.

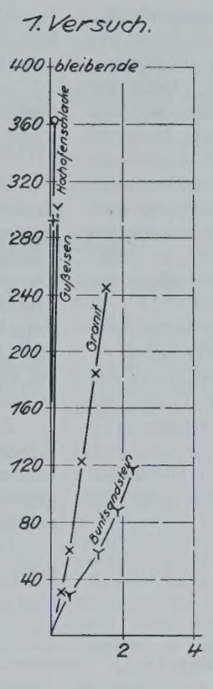


Abb. 13b.

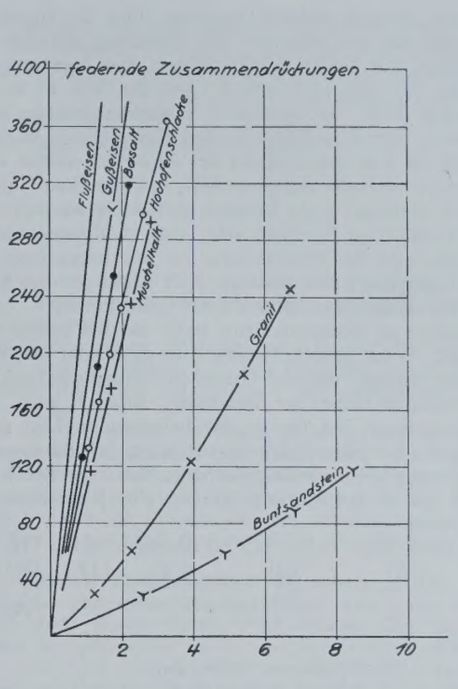


Abb. 13c.

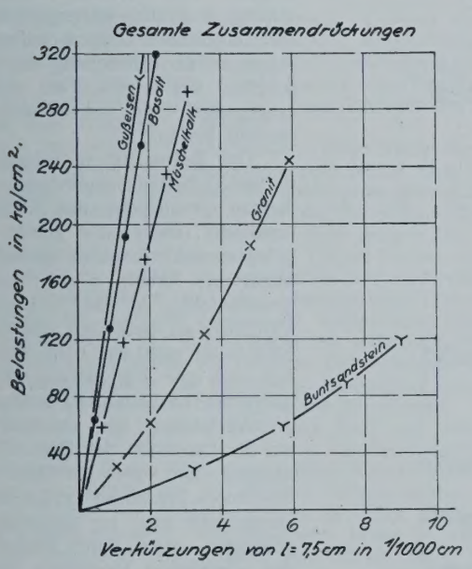


Abb. 14a.

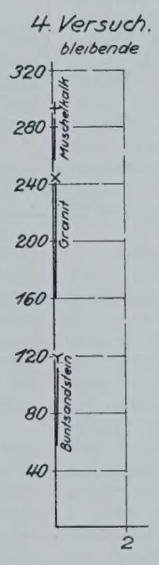


Abb. 14b.

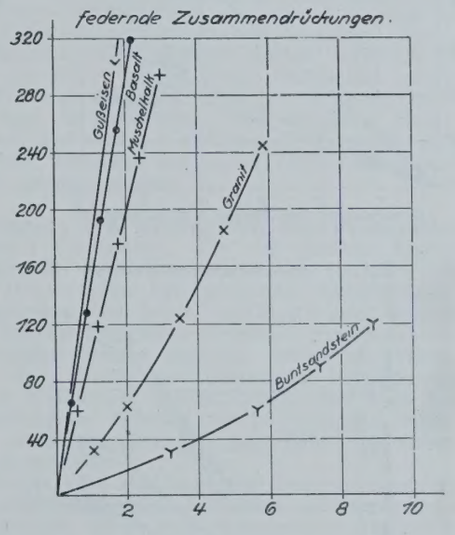


Abb. 14c.

Abb. 13 u. 14. Zusammendrückungen von Flußeisen, Gußeisen und verschiedenen Gesteinen im lufttrockenen Zustande.

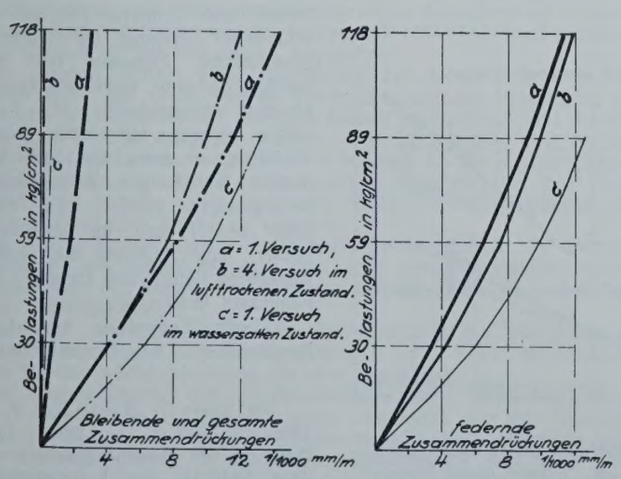


Abb. 16. Zusammendrückungen eines Buntsandsteines.

aus Natursteinen oder Verstärkungen im Anschluß an solche angestellt werden.

Weiter ist zu beachten, daß die Dehnungslinien von Basalt, Muschelkalk und Quarzit bis zu praktisch hohen Belastungen nur wenig von der Geraden abweichen, d. h. die Dehnungszahlen erweisen sich unter Belastungen, die als zulässig üblich sind, wenig veränderlich; sie schwanken für den Fall der erstmaligen Belastung im Bereich der in Abb. 13 und 14 ersichtlichen Anstrengungen

beim Basalt zwischen 1/997 000 und 1/1 068 000,
beim Muschelkalk zwischen 1/749 000 und 1/785 000.

Ausgeprägter war die Veränderlichkeit der Dehnungszahl bei der Hochofenstückschlacke (1/970 000 bis 1/854 000), noch mehr beim Granit (1/187 000 bis 1/274 000) und beim Buntsandstein (1/86 000 bis 1/104 000).

Lehrreich erscheint sodann das Verhalten der Steine beim Belasten und Entlasten (Abb. 15). Beim Basalt und Muschelkalk decken sich die Linien der Zusammendrückungen, die aus den Formänderungen beim Belasten und Entlasten zu zeichnen waren, nahezu; wir finden hier Dehnungslinien, die denjenigen nahekommen dürften, die bei gleichartigen elastischen Formänderungen einer Gesamtmasse auftreten. Anders bei den grob-

körnigen, weniger dichten Gesteinen, hier bei Granit und Buntsandstein. Hier liegt die Dehnungslinie der Entlastung deutlich unter der Linie der Belastung; die beiden Linien bilden eine eigenartige scharf ausgeprägte Schleife, wie die 2., 3. und 6. Figur der Abb. 15 nachweisen. Diese Erscheinung deutet an, daß beim Zusammendrücken des Granits und des Sandsteins innere Reibung an den Korngrenzen in erheblichem Maße zu überwinden war; dazu gehört der allmählich steiler werdende Verlauf der Dehnungslinien, der erkennen läßt, daß der Granit und der Buntsandstein mit zunehmender Last weniger nachgiebig wurden. Zur Erklärung wird der Umstand zu beachten sein, daß Hohlräume und Verschiedenheiten der Elastizität der Gesteinsteile für das bezeichnete Verhalten in erster Linie maßgebend sein werden. Z. B. haben wir im Sandstein Bindemittel, die weit nachgiebiger sind als die Quarzkörner.

Damit im Zusammenhang steht die bei solchen Steinen scharf ausgeprägte — bei Basalt, Muschelkalk nicht oder nur wenig erkennbare — Eigentümlichkeit, daß die Größe der Zusammendrückung nicht allein von der absoluten Höhe der Belastung, sondern auch von der Größe der Stufen abhängt, die bis zu der betreffenden Last gewählt werden. So betrug die federnde Zusammendrückung des Buntsandsteins,

a) wenn die Belastung nacheinander in größer werdenden Intervallen von 0 bis zu 118,3 kg/cm² anstieg (auf jeder Stufe bis zum Ausgleich wiederholt):

bei 0 bis 29,6	0 bis 59,2	0 bis 88,8	0 bis 118,3 kg/cm²
3,83	6,91	9,20	11,07 1/940 cm auf $l = 10$ cm;

b) wenn die Belastung hintereinander in gleichen Intervallen ebenfalls bis 118,3 kg/cm² anstieg:

bei 0 bis 29,6	29,6 bis 59,2	59,2 bis 88,8	88,8 bis 118,3 kg/cm²
3,82	2,14	1,50	1,25 1/940 cm auf $l = 10$ cm,

insgesamt $(3{,}82 + 2{,}14 + 1{,}50 + 1{,}25) = 8{,}71$ 1/940 cm

gegen 11,07 bei a), also um $\frac{11{,}07 - 8{,}71}{11{,}07} \cdot 100 = 21\,\%$ weniger.

Wenn hiernach die Formänderung gewissermaßen von der Weite der Belastungsintervalle, die bis zu einer gewissen Last angewandt werden, abhängig ist, so dürfen wir auch erwarten, daß Wiederholungen der Belastung bei Sandstein, Granit u. dergl. nicht bloß auf die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen, wie wir dies schon vom Flußstahl wissen, sondern auch auf die Dehnungszahl der federnden Zusammendrückungen Einfluß nehmen. Abb. 16 zeigt dies für Buntsandstein durch die Linienzüge a) (1. Versuch) und b) (4. Versuch). Wir betreten damit ein Gebiet, das allgemeinere Bedeutung hat, auch für die Forschung mit Metallen der Beachtung wert sein dürfte.

Erwähnt sei noch der Einfluß der Durchfeuchtung auf die elastischen Eigenschaften der Steine. Sandstein (Abb. 16) und Granit waren in wassersattem Zustande nachgiebiger als in lufttrockenem, Muschelkalk wurde dagegen etwas steifer; bei Basalt und Hochofenschlacke traten ausgeprägte Unterschiede nicht auf, wie zu erwarten stand.

Über die Festigkeit der Gesteine bei oftmaliger Belastung haben wir noch keine brauchbaren Aufschlüsse. Das zurzeit Bekannte dürfte zwar für die heutigen praktischen Bedürfnisse ausreichen, weil wir bis jetzt die hohen Festigkeiten hochwertiger häufig vorkommender Steine wie Basalt, Quarzit, Porphyr und Hochofenstückschlacke nur zu einem sehr bescheidenen Teil auszunutzen vermögen. Die wissenschaftliche Forschung muß aber weitergehen, weil die elastischen Eigenschaften der Steine bei der Erforschung der Eigenschaften des Betons, auf den nun eingegangen sei, nicht unbekannt bleiben dürfen.

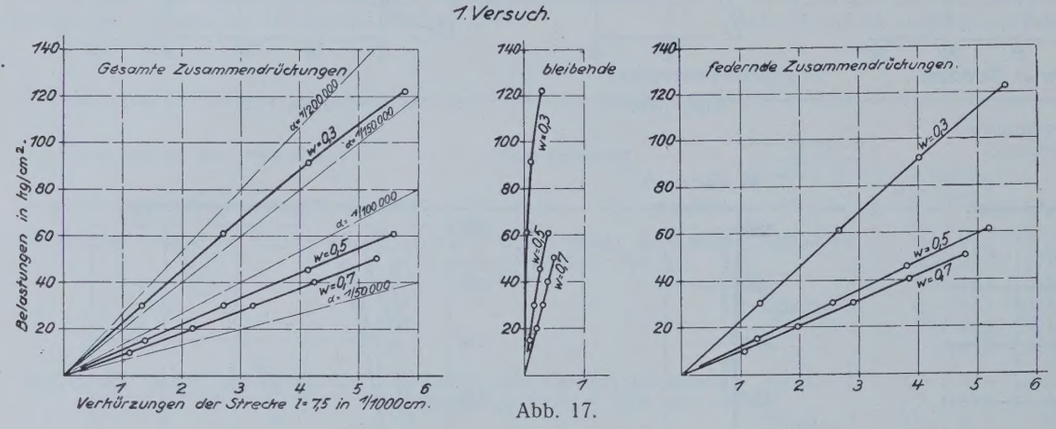


Abb. 17.

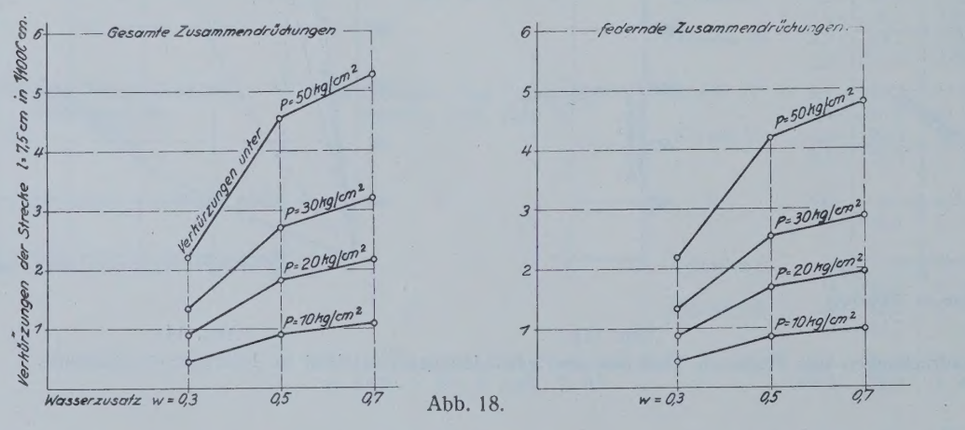


Abb. 18.

4. Versuch.

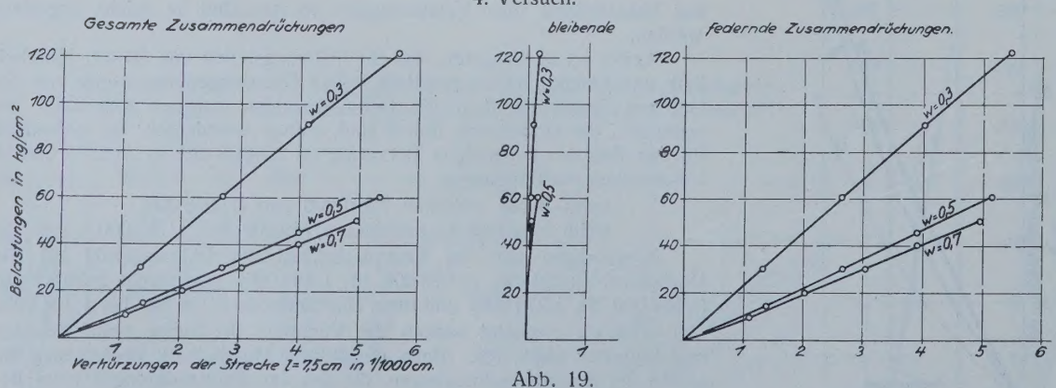


Abb. 19.

Abb. 17 bis 19. Zusammendrückungen von Zementmörtel ohne Sandzusatz, bestehend aus 1 Gewichtsteil Zement „L“ und w Gewichtsteilen Wasser. Lagerung: 2 Tage in feuchter Luft, 5 Tage unter Wasser, dann 90 bis 100 Tage trocken.

Der **Beton** hat in seinem elastischen Verhalten entsprechend seinem Aufbau (Steinstücke mit Bindemittel umkleidet, mehr oder minder dicht gelagert usf.) manches gemein mit Sandstein, Granit u. ä. Gesteinen. Grundsätzlich ist aber bei solchem Vergleich zu beachten, daß es sich beim Beton nicht wie beim Naturstein nur um eine Feststellung des Vorhandenen handeln darf, sondern um die Verfolgung der Umstände, die auf die Elastizität des Betons Einfluß nehmen und bei der Herstellung des Betons beeinflußt werden können. Demgemäß wird im folgenden vorgegangen, zuerst durch Besprechung des elastischen Verhaltens der Bestandteile des Betons.

An erster Stelle steht hier das Bindemittel. Die Zementindustrie liefert heute Zemente von sehr verschiedener Leistung, im Handel als gewöhnliche Zemente und hochwertige Zemente, sowie als Tonerdezemente unterschieden. Die Festigkeiten verhalten sich unter gleichen Verhältnissen etwa wie 1:3, wenn unsere letztjährigen Beobachtungen herangezogen werden. Die Elastizität ändert sich im allgemeinen derart, daß Zemente mit höherer Festigkeit Beton mit kleinerer Dehnungszahl liefern.[19]).

Große Bedeutung kommt der Beschaffenheit des Zementbreies im

[19]) Vergl. C. Bach, Z. d. V. D. I. 1895, S. 489 u. f., sowie Graf, Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1920, S. 23 u. f.

frisch verarbeiteten Beton zu. Mit Steigerung des Wasserzusatzes beim Anmachen des Betons wird das Gemisch aus Zement und Wasser, also der Zementbrei, in der Raumeinheit ärmer an Zement, reicher an Wasser; das beim Erhärten des Breies entstehende Gestein weist dann einen mehr oder minder großen Anteil an Wasserporen, also an Hohlräumen auf, die die Nachgiebigkeit des neuen Gesteins vergrößern. Abb. 17 bis 19 zeigen die Ergebnisse von Druckversuchen mit lufttrockenen Prismen aus Zement, der mit $w = 30$, 50 und 70 % Wasser angemacht worden ist. Je größer w, um so größer die Formänderung beigleicher Last.[20]) (Fortsetzung folgt.)

[20]) Vergl. später die Zusammenstellungen 4 und 5.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. August erschienene Heft 15 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur I. Arstad: Einige Brückenbauten im Moseltal. — Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Amerikas weitestverbreitete Mischmaschine als deutsches Erzeugnis. — Architekt Heinr. Sielken: Beton und Eisenbeton in der Türkei.

IX. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 1. September 1926 in Danzig (Technische Hochschule). Außer den Berichten des Vorstandes und der Ausschüsse sowie der Satzungsberatung (nur für Mitglieder) stehen (ab 9 Uhr) folgende Vorträge auf der Tagesordnung:

1. Die Novelle zum Baugesetz für den Freistaat Sachsen — Parallelen zum Preußischen Städtebau-Gesetz. Baupolizeiamtsdirektor Gerlach, Leipzig. — 2. Die preußische Polizeiverordnung über den Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen. Stadtbaurat Marggraf, Köln. — 3. Stadterweiterung und Baupolizei. Oberbaurat Dr.-Ing. Otto, Stuttgart. — 4. Reklame und Farbe im Stadtbild. Baurat Rolffsen, Hamburg. — 5. Bericht über die Stellung der Baupolizei innerhalb der Gemeindeverwaltungen der deutschen Länder. Stadtbaurat Labes, Kassel.

Anmeldungen an die Geschäftstelle der Septembertagung, z. Hd. des Herrn Reg.-Amtsrats Mierau, Danzig, Senatsgebäude Neugarten.

Schiffbarmachung des Kongoflusses. Colonel van Deuren hat die Frage der Schiffbarmachung des unteren Kongoflusses in Verbindung mit möglichst ausgiebiger Erzeugung hydroelektrischer Energie eingehend untersucht. Sein Plan sieht einen Ausbau des Flusses vor, der Seeschiffen bis zu 10 000 t erlaubt, den Fluß aufwärts bis zum Stanleysee bezw. bis nach Kinshasa zu fahren.

Infolge der vielen Stromschnellen vom Stanleysee bis Matadi ist der Fluß für von der Mündung kommende Schiffe von Matadi aus nicht mehr schiffbar. Die bestehende Eisenbahn von Matadi bis Stanley Pool besitzt eine Spurweite von nur 75 cm und ist schon lange unzureichend für den ständig wachsenden Verkehr. Seit einiger Zeit wird nun zwar an einer Umänderung der Eisenbahn in 105 cm Spurweite gebaut. Dieser Umbau ist aber mit großen Schwierigkeiten verknüpft, denn es sind nicht nur viele Abweichungen von der ursprünglichen Strecke erforderlich, sondern man hat auch auf gemeinsam verlaufenden Strecken mit einer ständigen Überfüllung der alten Strecke zu rechnen. Die Elektrisierung der Eisenbahn wurde schon vor längerer Zeit erwogen. Man wollte die Kraft der Stromschnellen zur Erzeugung elektrischer Energie verwenden. Von diesem Plan hat man aber nichts wieder erfahren.

Der Entwurf van Deurens sieht den Bau von sieben Wehren vor, deren jedes mit einer Schleuse und einem Kraftwerk verbunden sein soll. Gleichzeitig sollen in der Nähe dieser sieben Kunstbauten und in Kinshasa Kaianlagen für Schiffe bis zu 10 000 t erbaut werden. Die Hafenausrüstung für Schiffe von 3000 bis 4000 t an Orten oberhalb des Stanleysees ist ebenfalls erwogen. Die Schleusen sollen so entworfen werden, daß sie die Durchfahrt von Schiffen von 125 m Länge, 25 m Breite und 10 m Tiefgang gestatten. Die Gesamtkosten werden auf 28 000 000 Pfund berechnet.

Die sieben Kraftwerke sollen in Einheiten von je 100 000 PS gebaut werden; jede Zentrale erhält zwei stehende Turbinen von je 50 000 PS. Die Anlagen werden auf Pfählen unmittelbar hinter dem Stauwerk errichtet. Die Kosten jeder Sperrmaueranlage werden auf 4 000 000 Pfund geschätzt, und die Bauzeit ist mit vier Jahren angegeben.

Van Deuren schlägt eine Unterteilung der Arbeiten in drei Bauabschnitte vor. Der erste Ausbau würde sich auf die Herstellung der Wehranlage Nr. 1 unmittelbar oberhalb Matadi beschränken und die Zeit von 1927 bis 1932 in Anspruch nehmen. Hierdurch würde man Anhaltspunkte sowohl für technische Einzelheiten als auch für die Kosten erhalten. Gleichzeitig dürfte es möglich sein, wertvolle Angaben über den Vorrat an elektrischer Energie sowie über die Anlage elektro-chemischer und elektro-metallurgischer Werke zu erhalten.

Der zweite Ausbau umfaßt die Wehranlagen Nr. 2, 3, 4. Er wird den Schiffsverkehr von Matadi bis nach Manyanga gestatten und die Elektrizitätsversorgung des Stanley-Pool-Gebietes ermöglichen. Er würde von 1931 bis 1936 stattfinden.

Der dritte und letzte Ausbau, der dann von 1935 bis 1940 geschehen soll, umfaßt den Bau der Wehranlagen Nr. 5, 6 und 7 sowie die Abschlußarbeiten für die Schiffbarmachung bis zum Stanleysee.

Van Deuren schätzt, daß ein Jahresverkehr von 2 Millionen Tonnen, der zu Tarifen stattfindet, die weit unter den heute von der Eisenbahn berechneten liegen, eine jährliche Dividende von 10 % abwerfen wird, so daß das Anlagekapital in 99 Jahren abgeschrieben sein wird. Von den Kraftwerken nimmt er an, daß sie eine Dividende von 75 bis 100 % verteilen können, selbst wenn der Strom billiger verkauft werden sollte als in anderen Ländern mit ähnlichen Verhältnissen. Der westliche Teil vom Belgischen Kongo würde durch diesen Ausbau eine der größten Industriegegenden der Welt werden.

In diesem Zusammenhang ist es nicht uninteressant, in der französischen Zeitung „Figaro" vom 26. Januar d. J. den Vorschlag einer Eisenbahnlinie von Brazzaville zur Küste zu finden. Wir entnehmen den längeren Ausführungen folgendes:

Die Eisenbahnlinie von Brazzaville zur Küste ist nötig, weil die Unzulänglichkeit der belgischen Eisenbahnen die Entwicklung des Hafens von Matadi verhindert, anderseits aber auch Französisch-Äquatorial-Afrika zu seiner weiteren Entwicklung einer guten Hafenverbindung bedarf. Eine solche Linie befreit die französische Kolonie von der wirtschaftlichen Abhängigkeit vom Belgischen Kongo und darf zweifellos mit einem großen Verkehr rechnen.

Der Mangel an geeigneten Verkehrsmitteln beeinträchtigt den Abtransport der in Zentralafrika angesammelten Reichtümer, von denen viele noch nicht ausgebeutet sind; Kohle, Eisen, Zinn, Kupfer und Graphit kommen in bedeutenden Mengen vor.

Das Grubengebiet von Niari bedeckt 4000 km² und liegt zwischen dem mittleren Niari und der Grenze des Belgischen Kongos. Man findet dort Kohle, Zink, Zinn, Blei und vor allen Dingen Kupfer. Die Ausbeutung geschieht durch verschiedene Gesellschaften. Eine von ihnen hat mehrere hundert Tonnen ausgebeutet und eine Förderbahn nach Brazzaville gebaut. Sie könnte noch bedeutend mehr ausbeuten, ist aber infolge der Unzulänglichkeit der Eisenbahn von Leopoldville nach Matadi durch die fehlenden Fortschaffungsmöglichkeiten behindert. Man darf mit einer großen Entwicklung dieser Gruben rechnen, wenn die Eisenbahn von Brazzaville zur Küste gebaut wird. Neben den genannten Erzreichtümern ist noch die Ausbeute an Arekapalmen, Erdnüssen, Mais und besonders von Holz beachtenswert. Der ungeheure Wald von Mayombe ist nur Urwald und enthält u. a. Mahagoni, Ebenholz und Polisander, ferner ganz harte, halbharte und weiche Hölzer, die allen Anforderungen Frankreichs genügen können. Wu.

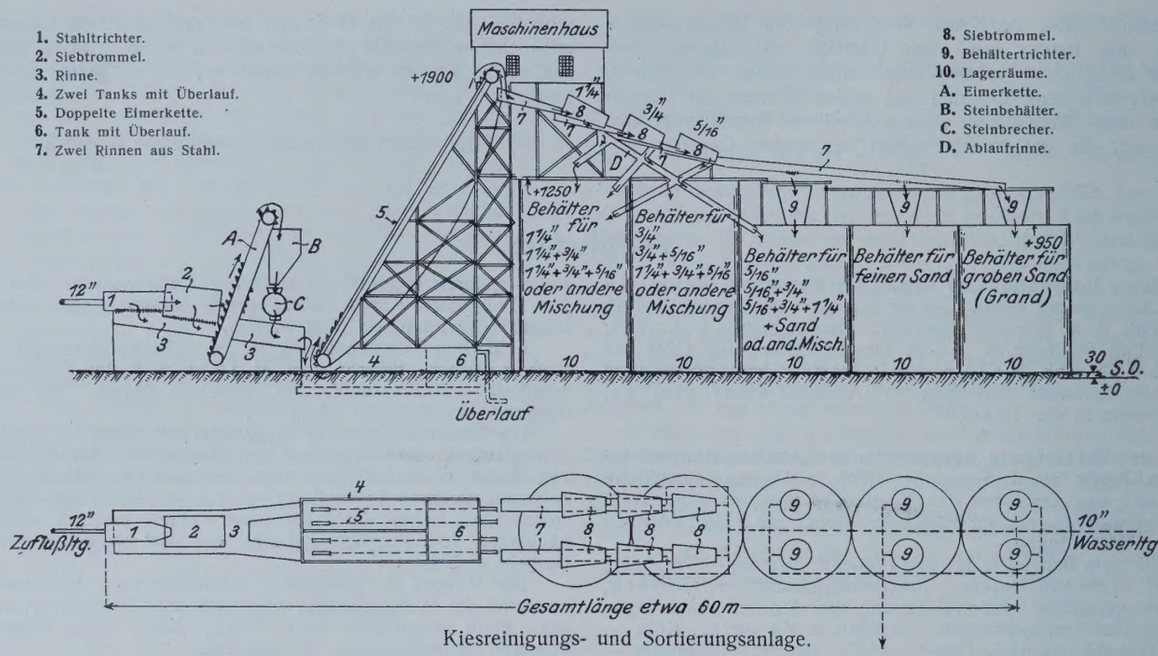
Anlage zur Gewinnung und Siebung von Eisenbahnstopfkies.[1]) Die Illinois Railroad Company, eine der größten Eisenbahngesellschaften im Westen der Vereinigten Staaten, hat im Jahre 1923 in Forreston im Staate Illinois eine mit vorzüglichen Einrichtungen versehene Kiesgewinnungsanlage von hoher Leistungsfähigkeit ausgeführt, um ihren Bedarf an Stopfkies möglichst vorteilhaft decken zu können. Wie es in den Vereinigten Staaten allgemein üblich ist, wurde zur Erlangung der unter den obwaltenden Umständen leistungsfähigsten Anlage ein öffentlicher Wettbewerb ausgeschrieben. Der nach Ansicht des Preisgerichts vorteilhafteste Entwurf, der im folgenden näher beschrieben werden soll, wurde im Jahre 1924 ausgeführt. Die Anlage ist seit etwa $1^1/_2$ Jahren im Betriebe.

An der Gewinnungsstelle sind zwei rechteckige miteinander fest verbundene Prahme großer Tragfähigkeit vorhanden, von denen der eine die Maschinenanlage und der andere eine Kreiselpumpe von 12" Rohrdurchmesser nebst Saug- und Druckrohrleitungen enthält. Durch diese Leitungen wird der Kies, so wie er gewonnen wird, der an anderer Stelle neben der Eisenbahn gelegenen Reinigungs- und Siebungsanlage zugeführt. Um zu verhindern, daß Steine von mehr als 8" Durchmesser in das Saugrohr gelangen und die Pumpen beschädigen können, ist die Saugrohrmündung mit einer fingerförmigen Siebvorrichtung versehen, die durch die Maschinen mittels einer endlosen Kette dauernd bewegt wird, damit gleichzeitig eine Lockerung der Kiesschichten am Saugmunde stattfindet.

Die Reinigungs- und Siebungsanlage, von der die Abbildung die schematische Anordnung zeigt, liegt in der Nähe der Bahnlinie; sie ist von einer Anzahl Aufstellungs- und Verschiebegleise erheblicher Ausdehnung umgeben, damit die Beladung der Züge rasch vonstatten gehen kann. Im allgemeinen genügt die Wassermenge, die nötig ist, um den Kies durch das Druckrohr der Reinigungsanlage zuzuführen, zur Beseitigung aller lehmigen Beimengungen. Für alle Fälle ist aber auch eine Reserveleitung vorhanden, die eingeschaltet wird, wenn das Spülwasser allein nicht genügen sollte.

Aus dem Druckrohr wird der Kiessand durch das ausströmende Wasser in einen schräg gestellten Stahlblechtrichter 1 geschwemmt, dessen Boden aus einer Lochsiebplatte (Lochdurchmesser $^3/_8$") besteht. Durch dieses Sieb wird der Kiessand zunächst und vorläufig von dem Korn unter $^3/_8$" Durchmesser fast ganz befreit. Dieser Vorgang ist notwendig, damit in der nachfolgenden Siebtrommel 2 diejenigen Steine, die für Stopfzwecke zu groß sind und daher zerkleinert werden müssen, ungehindert ausgeschieden werden können. Diese größeren Steine werden

[1]) Nach Mitteilung des Ingenieurs F. Brofors, Chicago, in „Teknisk Ukeblad", Oslo.



Kiesreinigungs- und Sortierungsanlage.

von der Eimerkettenanlage *A* in den Trichter *B* befördert, durch dessen untere Öffnung sie in den Steinbrecher *C* fallen.

Nach der Zerkleinerung vereinigen sich Steinschlag, Kies und Sand in dem geräumigen Behälter 3, dessen Boden so schräg gestellt ist, daß das Material durch die eigene Schwere vor zwei doppelte Eimerketten 5 gleitet, die es aus den beiden anschließenden Behältern 4 herausgebaggern und bis etwa 19 m über S. O. heben. Zwischen den Behältern 4 und dem anschließenden Behälter 6 ist eine engmaschige Siebwand vorhanden. Durch fortgesetztes Abpumpen des in den Behälter 6 fließenden Wassers erreicht man, daß das Material verhältnismäßig trocken hochgebaggert wird.

In der Höhe des Maschinenhauses fällt das Material in zwei aus Stahlblech hergestellte, in schräger Lage angeordnete Rinnen 7. Aus diesen Rinnen gleitet es in sich drehende Siebtrommeln 8, von denen zwei Reihen zu je drei Stück vorhanden sind, deren Lochweiten von $1^1/_4$", $^3/_4$" und $^5/_{16}$" dem gewünschten Kornverhältnis entsprechend abgestuft sind. Der ausgesiebte Stopfkies fällt durch eine sinnreiche Anordnung von Abfallrohren in Speicherräumen 10, die sich unter den Siebtrommeln befinden. Durch besondere Siebvorrichtung nebst zugehörigen Trichtern 9 wird auch der Sand seiner Körnung entsprechend verteilt.

Die Beladung der Eisenbahnwagen aus den Speicherräumen geschieht auf maschinellem Wege, so daß hierfür bei einer Tagesleistung der Anlage von 50 Eisenbahnwagen zu je 20 t Ladefähigkeit nur zwei Mann notwendig sind. Die gesamte Bedienung der Anlage, einschließlich der Rangierer und eines Aufsichtsbeamten, beträgt 12 Mann.

Nils Buer, Hamburg.

Bahnbau in den Vogesen. Frankreich ist zwar bemüht, Elsaß-Lothringen dadurch an sich zu fesseln, daß bessere Eisenbahnverbindungen mit den neuen Landesteilen geschaffen werden, der Ausführung dieser Absicht stehen aber erhebliche Hindernisse im Wege. Das alte Grenzgebirge, die Vogesen, bildet für einen Bahnbau ein schwer zu überwindendes Hindernis, und bei der heutigen Wirtschaftslage ist es auch für das „siegreiche" Frankreich schwer, ja kaum möglich, die Mittel für so umfangreiche Bahnbauten, wie sie ein mehrfacher Durchstich der Vogesen erfordert, aufzubringen. Infolgedessen ist bis jetzt nur der Bau der Eisenbahn Saint Dié—Saales in Angriff genommen, die Straßburg der Gegend von Epinal nahebringt. Er ist soweit gediehen, daß nur noch der 1610 m lange Tunnel zwischen Lubine und Saales fertigzustellen ist, was noch im laufenden Jahre erreicht werden wird. Er führt durch harten Gneis, der schwer zu gewinnen ist, und ist mit Hilfe eines Sohlstollens vorgetrieben worden. Der Baufortschritt hat bisher täglich 4 m betragen. Außer dem Tunnel ist an größeren Bauten bei Colroy eine Brücke von 87 m Länge mit sechs überwölbten Öffnungen von 10 m Lichtweite im Bau. Die anschließende Strecke Saint Dié—Provenchères—Lubline ist bereits, zum Teil seit 1923, im Betriebe. Auf dem Osthange der Vogesen ist die Strecke Rothau—Saales im Zusammenhang mit dem Neubau zweigleisig ausgebaut worden. Die neue Eisenbahn verkürzt die Entfernung Straßburg—Saint Dié um 85 km, die Entfernung Straßburg—Epinal um 29 km.

Im übrigen besteht zwischen dem Tunnel von Zabern auf der Strecke Straßburg—Paris im Norden und der Eisenbahn Mülhausen—Paris, die durch die Gebirgslücke von Belfort führt, im Süden keine die Vogesen durchdringende Ost-West-Verbindung. Schon seit 1920 sind aber Bestrebungen im Gange, neben der eben beschriebenen Verbindung Saint Dié—Saales noch eine Eisenbahn zu bauen, die vom oberen Moseltal bei Remiremont ausgehend über Saint Maurice und Bussang in das Tal der Thur führen und hier in Krüt den Anschluß an die nach Mülhausen führende Bahn erreichen soll. Die französische Ostbahn hat denn auch Vorarbeiten für eine Eisenbahn von Saint Maurice nach Wesserling, das etwas unterhalb Krüt im Thur-Tal liegt, vornehmen lassen. Es ergaben sich dabei Steigungen von 11‰ (1 : 90) und ein Tunnel von 8 km Länge; der Bau hätte, nach den Preisen und dem Goldwerte von 1914 berechnet, 53 Mill. gekostet. Die Neubaudirektion im Ministerium der öffentlichen Arbeiten ließ 1920 einen anderen Plan ausarbeiten, bei dessen Ausführung nur ein Tunnel von 3,7 km Länge zu bauen wäre, bei dem allerdings Steigungen von 15,5‰ (1 : 65) vorkommen; die Kosten würden nur 24 Mill. betragen. Da aber der Zweck dieser Eisenbahn ist, eine Verkürzung der bestehenden Verbindung zwischen England und Belgien über Frankreich einerseits, der Schweiz und Osteuropa anderseits um 52 km herbeizuführen, können Steigungen von 15,5‰ wegen der schweren durchgehenden Schnellzüge nicht zugelassen werden.

Im Elsaß hatte sich mittlerweile ein Ausschuß für den Durchstich der Vogesen gebildet, und dieser stellte im Jahre 1921 die Forderung auf, daß außer den beiden genannten Vogesenbahnen noch eine Verbindung Saint Dié—Markirch und eine weitere Cornimont—la Bresse—Metzeral gebaut würde. Vorarbeiten für diese Eisenbahnen wurden von der Ostbahn und später von den Elsaß-Lothringischen Eisenbahnen ausgeführt. Über die allgemeinen Vorarbeiten sind aber die Pläne noch nicht hinausgediehen. Die Hauptschwierigkeit besteht in der Aufbringung der Kosten, die heute für die Strecke Saint Dié—Saales 68 Mill., für Saint Maurice—Wesserling 220 Mill., für Saint Dié—Markirch 102 Mill., für la Bresse—Metzeral 110 Mill., zusammen rd. eine halbe Milliarde betragen würden.

Wkk.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ingenieur Heinrich Brenzinger in Freiburg i. B. in Anerkennung seiner Verdienste um die Förderung von Kunst und Wissenschaft und seiner erfolgreichen Tätigkeit als Ingenieur und Architekt in der Praxis des Eisenbetonbaues.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Karl-Heinrich Thiele ist in den Staatsdienst wieder aufgenommen und dem Kanalbauamte in Magdeburg überwiesen worden.

Dem Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Semler in Landsberg a. d. W. ist eine planmäßige Regierungsbauratstelle verliehen worden.

Sachsen. Straßen- und Wasserbauverwaltung. Versetzt: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Zschunke vom Straßen- und Wasserbauamt Döbeln als Leiter des Talsperren-Bauamts Weiterswiese in Carlsfeld und Regierungsbaurat Saupe vom Straßen- und Wasserbauamt Annaberg als Leiter des Talsperren-Bauamts Crimmitschau in Langenhessen.

Ausgeschieden: Regierungsbaurat Burkhardt bei der Wasserbaudirektion.

Angestellt: Regierungsbaumeister Prof. Dr.-Ing. Kunze als planmäßiger Regierungsbaumeister mit der Amtsbezeichnung „Regierungsbaurat" bei der Wasserbaudirektion.

INHALT: Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl & Hansmann, Autogengasakkumulatoren, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien. — Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. (Fortsetzung.) — Über die Elastizität der Baustoffe. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — IX. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. — Schiffbarmachung des Kongoflusses. — Anlage zur Gewinnung und Siebung von Eisenbahnstopfkies. — Bahnbau in den Vogesen. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 13. August 1926. Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Die Talsperrenanlage bei Boberröhrsdorf.

(Erbaut 1924 bis 1925.)

Von Baurat Dr.-Ing. ehr. **Bachmann,** Hirschberg i. Schl.

Um dem dauernden Anwachsen des Verbrauches an Elektrizität in den von den Talsperren versorgten Teilen Schlesiens auch in der Leistung der Wasserkraftanlagen zu folgen, nahm der Provinzialverband von Schlesien mit der Fertigstellung der Talsperre bei Goldentraum — s. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 8, S. 93 bis 95 — den Bau einer neuen, unter den Beangeschlossen. Die geschlossene frische Felssohle wurde im Flußbett bereits in 2 m Tiefe erreicht.

Das Überlaufwehr (Abb. 2 u. 3) hat einen massiven aus Bruchsteinmauerwerk auf Betonsohle errichteten Unterbau, der an der Sohle in Höhe 294 N.-N. = 13 m und an der Überlaufkrone in Höhe 306,5 N.-N.

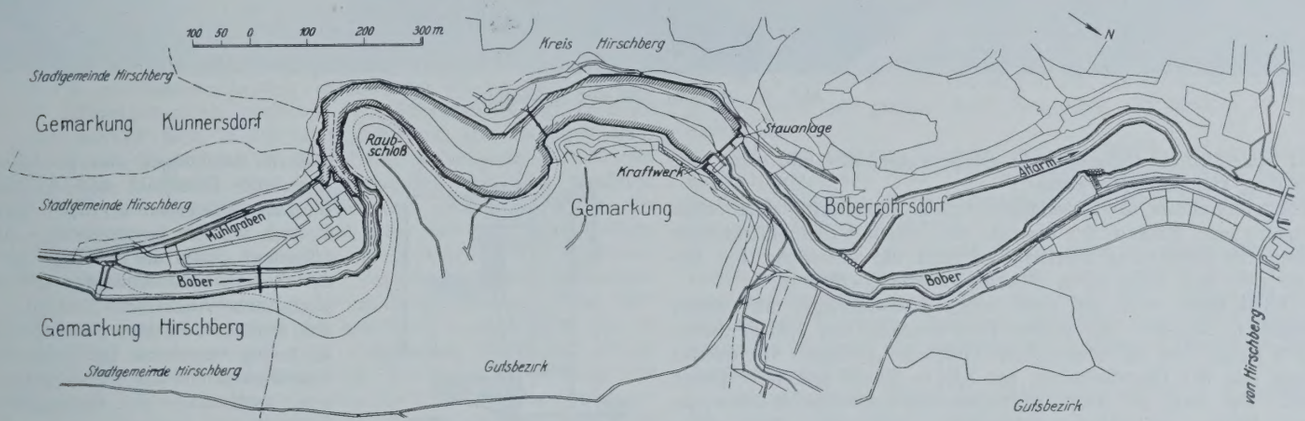


Abb. 1. Lageplan.

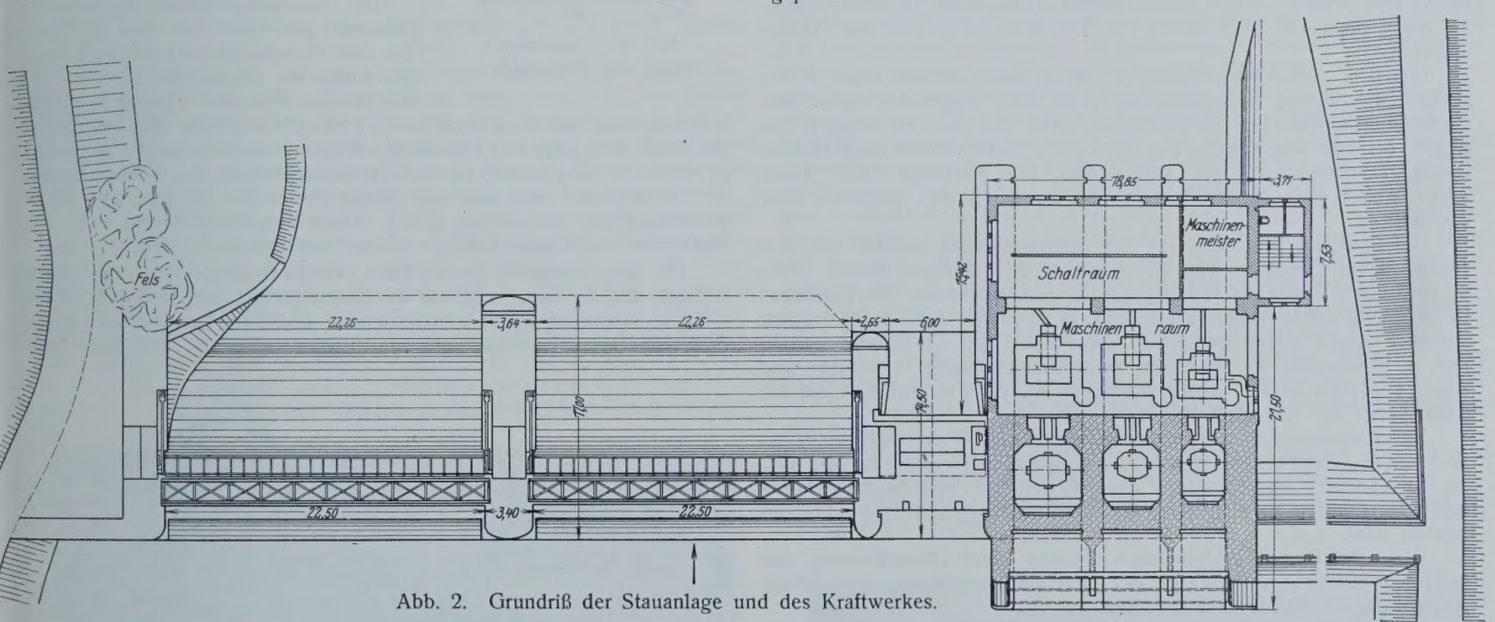


Abb. 2. Grundriß der Stauanlage und des Kraftwerkes.

griff der Talsperren fallenden Stauanlage mit Kraftwerk im Bober bei Boberröhrsdorf auf eigene Kosten auf.

Die Stauanlage ist rd. 4,5 km unterhalb der Stadt Hirschberg und 2,4 km oberhalb des Staubeckens der Talsperre bei Mauer in einer engen, vom Bober im Laufe der Zeiten durchbrochenen Felsschlucht errichtet, deren Sohle an der Absperrungsstelle auf 295,6 N.-N. liegt. Bei einer Stauhöhe bis 310,5 N.-N. = 14,5 m ab UW wird ein Stauraum von rd. 500 000 m³ und 1 km Länge geschaffen und ein entsprechendes, zwischen zwei vorhandenen Stauanlagen noch freies Gefälle ausgenutzt (Abb. 1). Das zugehörige, bis zum Kamme des Riesengebirges reichende Niederschlagsgebiet hat eine Fläche von rd. 1050 km² bei einer mittleren jährlichen Abflußmenge von rd. 500 000 000 m³.

Die Stauanlage (Abb. 2 bis 7) besteht vom linken zum rechten Ufer gesehen aus dem Überfallwehr, der Grundschleuse, dem Kraftwerk und der Staumauer zwischen Kraftwerk und Felswand. Die ganze Anlage ist in ihren vier Teilen durchweg auf gewachsenen Felsgrund — Gneis — gegründet und auch seitlich an die gewachsenen Felswände des Tales

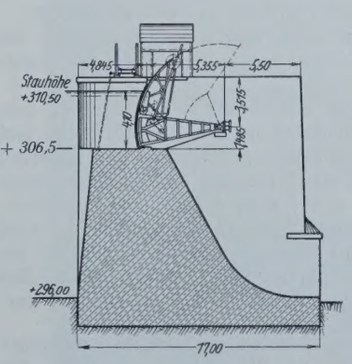


Abb. 3. Querschnitt durch das Wehr.

= 5,15 m breit, an der Wasserseite 1 : 10 und an der Luftseite 1 : 0,55 geneigt ist. An der Luftseite ist der Fuß der Wehrmauer auf 4 m flußabwärts als Sturzsicherung vorgezogen. Auf diesen festen Unterbau sind zwei Segmentschütze von je 4 m Höhe und 22,5 m Länge, deren Oberkante also bis 310,5 N.-N. hinaufreicht, für den Abschluß entsprechender Flutöffnungen vorgesehen.

Die Segmentschützanlage hat die Firma L. Eilers, Hannover geliefert.

Der obere 1 m hohe Teil dieser Segmentschütze ist für sich

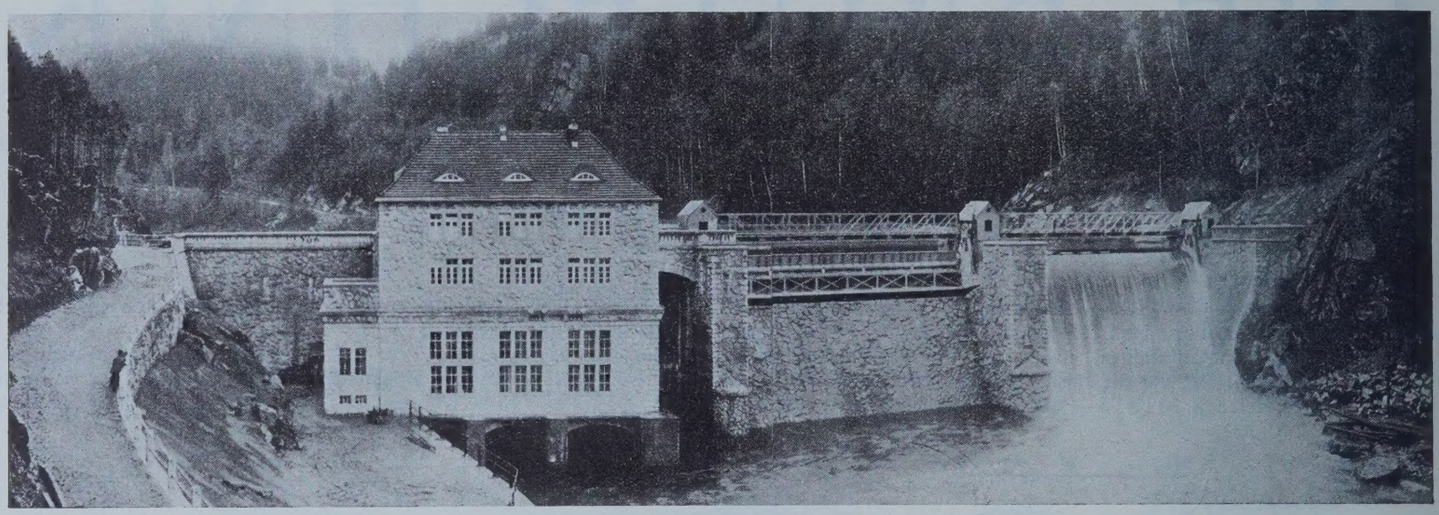


Abb. 5. Ansicht von der Luftseite.

gesondert beweglich als sogenannte Eisklappe ausgebildet und dient auch zur Abführung kleinerer Hochwasser.

Die Segmentschütze samt Eisklappen werden beiderseitig durch elektrisch angetriebene Windewerke bewegt, die auf mit den Stützkörpern fest verbundene Zahnkränze arbeiten, während die Bewegung der Eisklappe auch für sich allein durch Stockleitern ermöglicht wird.[1])

Die Windewerke sind auf dem linken Endwiderlager auf einem Zwischenpfeiler zwischen den beiden Flutöffnungen von 2,65 m Stärke und 14,5 m Länge und auf dem rechten Endpfeiler zwischen der rechten Flutöffnung und der Grundschleuse von 3,64 m Stärke und 18 m Länge aufgestellt. Die zwei zu einem Segmentschütz gehörigen Windewerke sind durch Wellen zwangläufig miteinander verbunden. Auch diese Pfeiler sind massiv aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Ihre Oberfläche, die die Windewerke trägt, reicht bis 311,5 N.-N., d. i. 1 m über Schützoberkante.

Die 3 m hohen Segmentwehre selbst bestehen aus einer 7 mm starken, durch zwei vollwandige je 1,5 m hohe, wagerechte Blechträger versteiften Blechwand. Die Blechträger sind mit den seitlichen Stützarmen, die den Wasserdruck auf die in den Pfeilernischen angebrachten Drehlager übertragen, fest verbunden. Die Drehlager sind durch starke Anker nach der Oberwasserseite zu durch den ganzen Pfeiler verankert.

Die Eisklappe, die oben auf dem Segmentkörper aufruht, hat eine Stauwand aus Eisenblech von 7 mm Stärke, die mit ihrem unteren Ende an eine hohle Drehachse von 500 mm Durchm. anschließt. Die Blechhaut ist durch lotrechte Versteifungsbleche in etwa 880 mm gegenseitigem Abstande gegen diese Drehachse abgestützt. Die Triebwerke greifen mittels Stockleitern an je einem seitlich angebrachten Hebelarm und dieser wiederum an der hohlen Drehachse an, die die Drehkraft auf die halbe Länge der Eisklappe überträgt.

Zur Abdichtung des Segmentschützes ist oben auf dem massiven Wehrkörper eine Holzschwelle in ein ⊏-Eisen angebracht, auf die sich die Stauwand des Segmentwehres aufsetzt, während die seitliche Dichtung durch Metalleisten an nach der Wasserseite vorgezogenen Schleppblechen bewirkt wird.

Über die beiden Flutöffnungen können ohne Überschreitung der normalen Stauhöhe von 310,5 N.-N. unter Berücksichtigung der Zuflußgeschwindigkeit 850 m³/Sek. abfließen.

Die beiden Flutöffnungen sind für Fußgänger durch Gitterträger mit parallelen Gurtungen im Abstande von 1,5 m voneinander überbrückt.

Der rechte Abschlußpfeiler der rechten Flutöffnung ist zugleich die linkseitige Wand des Grundablasses, dessen rechtseitige Wand die Grundmauer des Kraftwerkes bildet.

Der Grundablaß (Abb. 4 u. 5) hat eine Weite von 6 m und eine Höhe von 3 m i. l. und liegt mit der Sohle im OW auf 296 N.-N. und im UW auf 295 N.-N. Zwischen seinen beiden zuvor genannten massiven Wänden ist über dem Grundablaß die Stauwand als massive, durch Eiseneinlage bewehrte Betonwand von 2,4 m Stärke mit Bruchsteinverkleidung an der Luftseite ausgeführt. Die Grundablaßöffnung wird an der UW-Seite ebenfalls durch ein Segmentschütz verschlossen, das die Maschinenfabrik J. C. Freund (Charlottenburg) geliefert hat. Das Segmentschütz hat eine 12 mm starke, durch zwei gegeneinander verspreizte Blechträger von je 1,2 m Höhe abgesteifte Blechhaut und ist durch mit Blechen verkleidete seitliche Trägerarme ähnlich wie die Segmentwehre der Flutöffnungen gegen die Drehlager in Nischen der Seitenwände nach der UW-Seite zu abgestützt. Auch diese Drehlager sind in den seitlichen Pfeilern nach der OW-Seite zu kräftig verankert. Die seitlichen Dichtungsflächen und das Segmentschütz haben eine nach unten sich verjüngende Form erhalten.

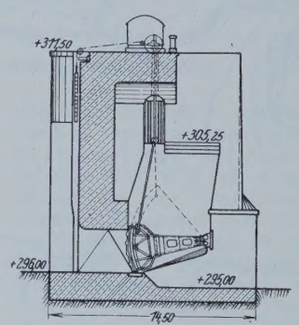


Abb. 4. Querschnitt durch den Grundablaß.

Die Bewegung dieses Segmentverschlusses geschieht von der Plattform über dem Grundablaß in Höhe 311,5 N.-N. aus durch ein elektrisch angetriebenes Windewerk. Für den Verschluß an der OW-Seite sind zwei Notschütze von je 3,73 · 3,61 m Fläche, die aus Balken aus Eichenholz zwischen Differdinger Trägern zusammengesetzt sind, vorgesehen. Zu dem Zwecke ist die Einströmungsöffnung durch einen kleinen 0,8 · 0,3 m großen und vorn zugespitzten Pfeiler aus I-Trägern mit Blechverkleidung und Betonfüllung geteilt. Diese Notschütze können durch das Windewerk der Segmentschütze gesenkt und gehoben werden.

Die verhältnismäßig große Öffnung dieses Grundablasses war dadurch bedingt, daß der Bober während der Bauausführung zeitweise durch diese Öffnung hindurchgelassen werden mußte, und zwar genügte sie für die Abführung von 20 m³/Sek. unter einem Stau von 1,5 m. Bei einer Stauhöhe von 310,5 N.-N. im Staubecken können durch diesen Grundablaß 160 m³/Sek. abfließen. Es kann somit durch die Flutöffnungen des Wehres und den Grundablaß eine Wassermenge von rd. 1000 m³/Sek., wie sie bei dem größten bisher beobachteten Hochwasser vom Juli 1897 geschätzt worden ist, abfließen.

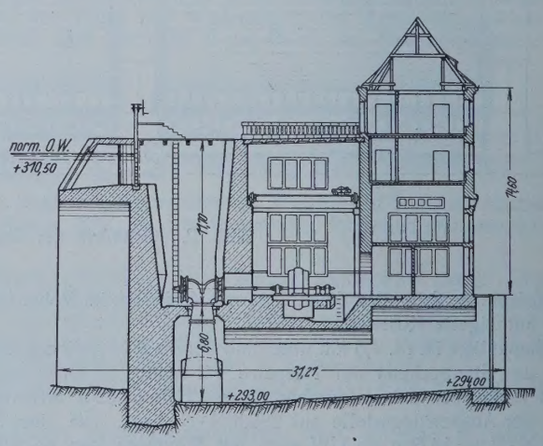


Abb. 6. Querschnitt durch das Kraftwerk.

Anschließend an diesen Grundablaß bildet auf 18,5 m Länge das Kraftwerk mit seinen drei Turbinenschächten einen Teil des Stauwerkes (Abb. 2, 5 bis 7).

[1]) Diese doppelten Bewegungsmöglichkeiten sind natürlich mit einer gewissen Umständlichkeit in der Anlage der Windewerke verbunden, die den Gedanken nahelegt, die ganze bewegliche Schützanlage ähnlich wie die Eisklappe auszuführen.

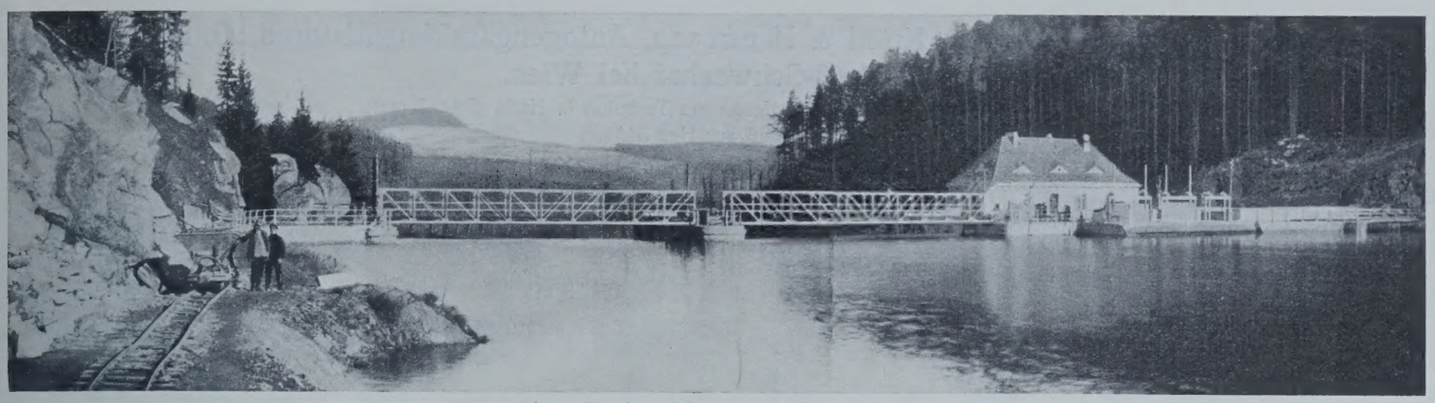


Abb. 7. Ansicht von der Wasserseite.

Die eisenbewehrten Seiten- und Rückwände der Turbinenschächte stehen auf den vier unter dem Gebäude des Kraftwerkes in der Längsrichtung des Bober hindurchgehenden Grundmauern, die die Ausströmungskanäle der Turbinensaugrohre einfassen. Die Vorderwände der Schächte reichen nach der OW-Seite zu nur bis zu 308 N.-N., also bis 2,5 m unter die normale Wasserspiegelhöhe von 310,5 N.-N., während die Seitenwände bis zur Höhe von 311,5 N.-N. hinaufgeführt worden sind. Die hierdurch geschaffenen Einströmungsöffnungen sind dem Schluckvermögen der Turbinen entsprechend 4,75 m, 4 m und 3 m breit und von kräftigen Gleitschützen, die von einer besonderen auf I-Trägern ruhenden Bühne aus bewegt werden können, verschließbar. Vor den Einströmungsöffnungen ist ein gemeinsamer Feinrechen mit 20 mm Stabentfernung — die Stabentfernung wird demnächst auf 40 mm erweitert — angeordnet, der in schräger Stellung sich unten auf eine vorgezogene Betonplatte stützt. Eine besondere Rechenreinigungsmaschine dient zur Beseitigung der Verunreinigungen. Die Schächte sind oben durch Bohlenbelag abgedeckt.

Der ganze Grundbau und die Turbinenschächte sind aus bewehrtem Stampfbeton ausgeführt.

Die Schächte sind innen wasserdicht verputzt und mit einem Anstrich aus Inertol versehen.

Der Fußboden der Maschinenhalle von 7,5 · 17,55 m Grundfläche liegt hinter den Turbinenschächten auf der Höhe 300,5 N.-N. Die Schalträume liegen an der UW-Längsseite der Maschinenhalle in zwei Geschossen. Darüber sind in dem Kraftwerkgebäude noch zwei Wohnungen für das Maschinenpersonal angelegt. Das Gewicht all dieser Mauerwerkmassen bietet die erforderliche Gegenwirkung gegen den Wasserdruck.

In den Turbinenschächten sind drei Francis-Doppel-Spiralturbinen von Voith, Heidenheim, in Rücksicht auf die stark schwankenden Abflußmengen des Bober und zur Erzielung günstiger Wirkungsgrade in den verschiedenen Größen aufgestellt, und zwar je eine für 12,5 m^3/Sek. = 1790 PS Höchstleistung mit 300 Umdrehungen i. d. Min., für 7,5 m^3/Sek. = 1115 PS mit 428 Umdrehungen i. d. Min., für 4 m^3/Sek. = 600 PS mit 500 Umdrehungen i. d. Min., zusammen = 24 m^3/Sek. und rd. 3500 PS.

Das Turbinengefälle schwankt zwischen 14,5 m bei NUW und 10 m bei HUW. Die Regelung der Turbinen geschieht selbsttätig durch Öldruckregler und auch von der Schalttafel aus durch kleine Servomotoren. Die Turbinen haben wagerechte Drehachsen, die ebenso wie die Drehachsen der Öldruckregler stopfbüchsenartig durch die Wand der Maschinenhalle geführt sind; sie gießen durch Saugrohre aus Blechen in die Ablaufkanäle aus.

Mit den Turbinen sind auf gleicher Welle drei Drehstromerzeuger mit Leistungen von 1790, 1100 und 570 kVA bei 10 000 V Spannung und 50 Polwechsel/Sek. elastisch gekuppelt. Auf ihren Achsen-Enden sind die Erregermaschinen angebracht.

Der Betrieb des Kraftwerkes wird im wesentlichen durch Rücksichten auf das unterhalb noch vor der Talsperre gelegene Triebwerk einer Holzstoffabrik beeinflußt, das 10 m^3/Sek. verarbeiten kann. Bei diesem und geringeren Zuflüssen des Bober muß das Kraftwerk als sogenanntes Laufwerk und kann erst bei größeren Zuflüssen als Spitzenwerk betrieben werden.

Die elektrische Arbeit des Kraftwerkes ist zu rd. 7 000 000 kWh im Durchschnitt der Jahre ermittelt.

Bauausführung. Die gesamten Bauanlagen sind im Eigenbetriebe des Provinzial-Elektrizitätswerkes unter Verwendung der mit der Vollendung der Talsperre bei Goldentraum frei gewordenen Geräte und Baumaschinen ausgeführt worden. Zuerst wurde die rechte Hälfte der Stauanlage, d. h. der Grundbau des Kraftwerkes mit der nach rechts anschließenden Wehrmauer und der Grundablaß (Abb. 8) ausgeführt. Gegen den Bober war dabei ein Fangedamm angelegt. Der Aushub der Boden-, Gerölle- und Felsmassen sowie der Aufbau in Stampfbeton konnte unter Wasserhaltung im Trockenen vorgenommen werden. Der Bober floß während dieser Zeit unbehindert in seinem alten Bett. Nach Fertigstellung des rechten Teiles der Gesamtanlage wurde der Bober durch den Grundablaß geleitet und der linke Teil der Wehranlage mit den zwei Segmentwehren ausgeführt. Abb. 9 zeigt die Mauerung des massiven Wehrkörpers im alten Boberbett unter einem Schutzzelt, unter dem der Hochwassergefahr wegen die Arbeiten mit angewärmtem Sande und Wasser und Beheizung mit Kokskörben auch im Winter 1924/25 fortgesetzt wurden. Inzwischen und gleichzeitig hiermit wurde der obere Teil des Kraftwerkes mit den Turbinenschächten und Wohnräumen aufgeführt und danach der Einbau der Turbinen, der Generatoren und der Schaltanlage.

Die Kosten der beschriebenen Anlagen einschließlich der Zufahrten und Randwege haben sich auf rd. 1 800 000 R.-M. gestellt.

Die Talsperrenanlage wurde im Frühjahr 1924 begonnen und im Herbst 1925 vollendet.

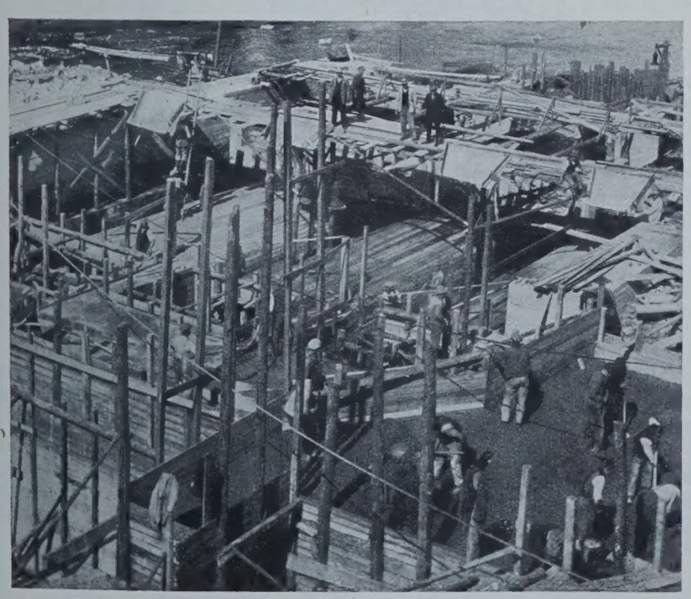


Abb. 8.
Grundbau des Kraftwerkes.

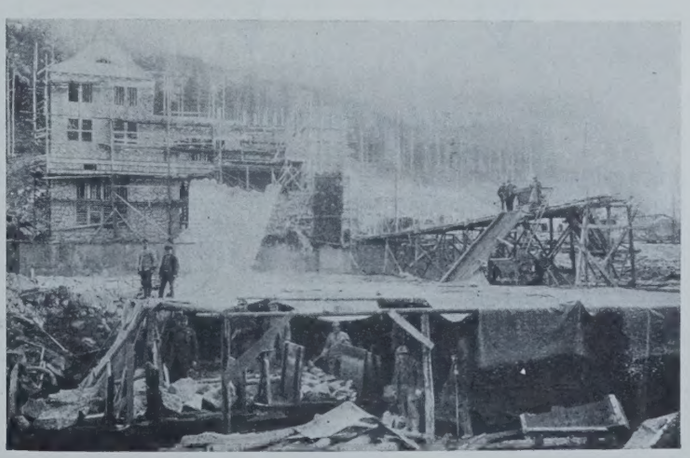


Abb. 9. Ausführung des linken Wehrkörpers aus Bruchsteinmauerwerk im Winter.

Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl & Hansmann, Autogengasakkumulatoren, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur **A. Badian,** Professor am Technion in Haifa (Erez-Jorael).

(Schluß aus Heft 34.)

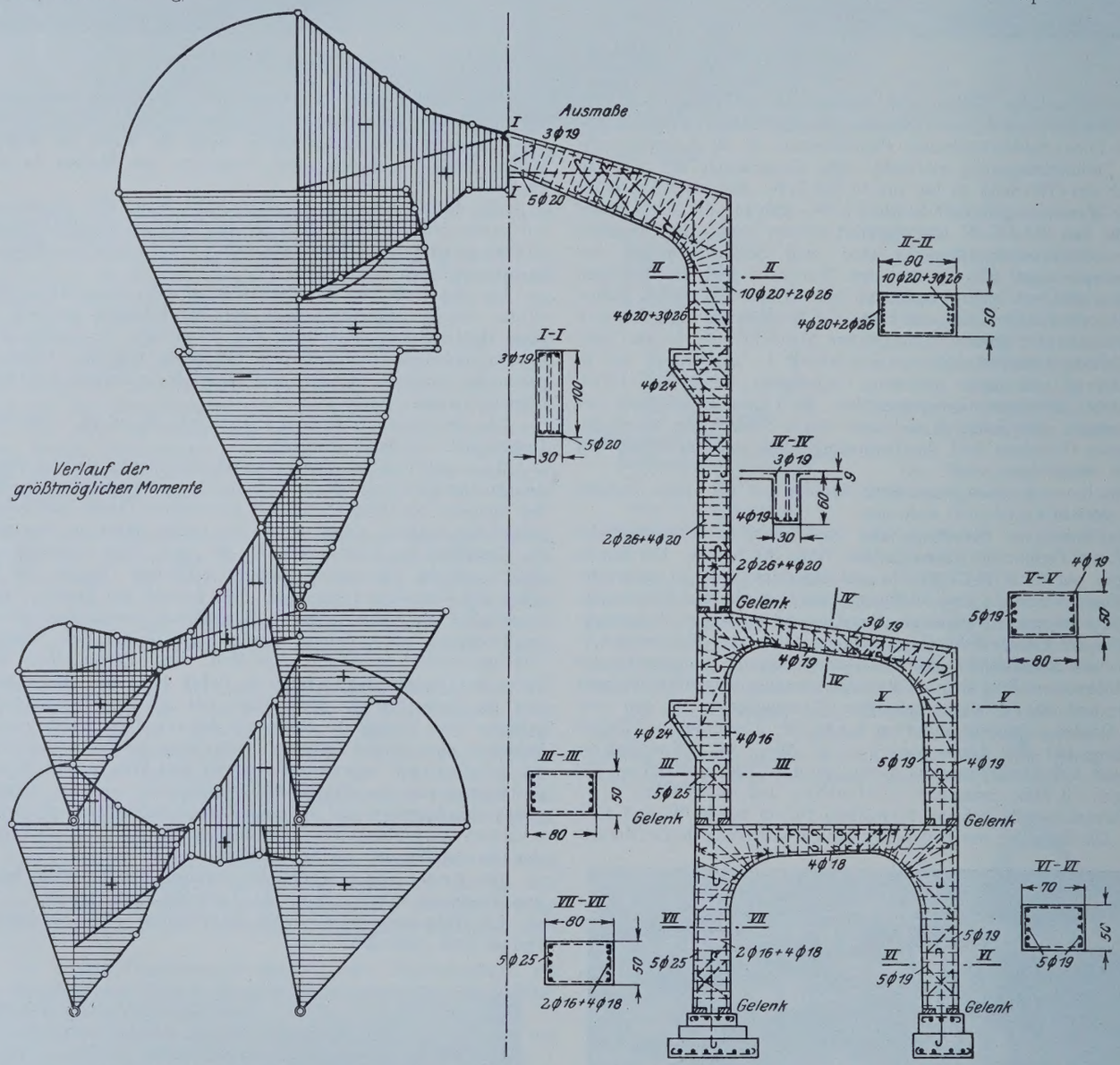
Somit sind sämtliche Ausdrücke bestimmt. Im vorliegenden Falle lauten die Zahlenwerte:

$h_1 = h_2 = 4{,}40$ m; $h_3 = 3{,}65$ m; $h_4 = 5{,}10$ m;
$h_5 = 10{,}0$ m; $f = 1{,}20$ m; $l_1 = l_2 = 5{,}40$ m; $l = 9{,}80$ m
$s_1 = \sqrt{5{,}40^2 + 1{,}45^2} = 5{,}60$ m; $s_2 = \sqrt{4{,}90^2 + 1{,}20^2} = 5{,}05$ m
$a = 2{,}95$ m; $b = 6{,}20$ m; $e = 0{,}80$ m
$\alpha_t = 0{,}000012$ für 1° (Temperaturdehnung)
$E = 1400000000$ kg/m²

und die von diesen abhängigen Konstanten

$K_1 = 0{,}458$ $K_2 = 0{,}54$ $K_3 = 0{,}545$ $K_4 = 0{,}625$
$K_5 = 0{,}202$ $K_6 = 0{,}238$ $K_7 = 0{,}199$ } Verhältnisse
$K_8 = 0{,}228$ $K_9 = 1{,}12$ $K_{10} = 3{,}24$

$\alpha = -13{,}0$ m; $\beta = -26{,}04$ m; $\gamma = 55{,}54$ m;
$\delta = 104{,}76$ m; $\zeta = 82{,}36$ m; $J = 1297$ m²; $\Gamma = 17903$ m³;
$\varrho = 6\,E\,J_c = 210000000$ kg/m²; $\varrho\,N_{t1} = \varrho\,\alpha\,t\,\frac{l_1}{h_1} = 3100$ t kg/m²;



Verlauf der größtmöglichen Momente. Abb. 12. Abmessungen des Rahmens.

(Elastizitätsmaß des Betons. Da es sich bei Ermittlung der Momente, abgesehen von Temperaturwirkungen, bloß um Verhältnisse der Trägheitsmomente handelt, wurde mit dem für Beton gültigen, für das ganze Gebilde konstanten Elastizitätsmaße gerechnet). Ferner sind:

$J_1 = 1/12 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}7^3 = 0{,}0143$ m⁴; $J_2 = 1/12 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}7^3 = 0{,}00857$ m⁴;
$J_3 = 0{,}0365$ m⁴; $J_4 = 0{,}00417$ m⁴; $J_5 = 0{,}02133$ m⁴;
$J_6 = 0{,}0054$ m⁴; $J_7 = 0{,}02133$ m⁴; $J_c = 1/12 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}0^3 = 0{,}254$ m⁴.

Dann betragen die auf das konstante J_c reduzierten Längen:

$$h_1' = h_1 \frac{J_c}{J_1} = 7{,}70 \text{ m}; \quad h_2' = 3{,}01 \text{ m}; \quad h_3' = 21{,}80 \text{ m};$$

$$h_4' = 5{,}97 \text{ m}; \quad h_5' = h_5 \frac{J_c}{J_7} = 21{,}80 \text{ m}; \quad l_1' = l_1 \frac{J_c}{J_3} = 15{,}70 \text{ m};$$

$$s_1' = s_1 \frac{J_c}{J_8} = 25{,}93 \text{ m}; \quad s_2' = s_2 = 5{,}05 \text{ m},$$

$$\varrho\,N_{t2} = \varrho\,\alpha_t\,t\,\frac{l}{h_1} = 5650 \text{ t kg/m}^2.$$

Setzt man diese Werte in Gl. 37 bis 46 ein, so erhält man, indem man für gesonderte Kraftwirkungen die Ergebnisse ermittelt, die nebenstehende Tabelle I.

Durch Summierung der ungünstigsten Werte, die gleichzeitig auftreten können, ergibt sich der (in Abb. 12) gezeichnete Verlauf der größtmöglichen Momente (links), dementsprechend die Bewehrung im gewählten Querschnitt (rechts) angeordnet ist. Die Bewehrung beträgt ungefähr 0,8 bis 1,0 %; die Spannungen betragen im ungünstigsten Falle:

Betondruckspannung $\sigma_b = 50$ kg/cm²
Eisendruckspannung $\sigma_e = 900$ kg/cm².

(Fortsetzung auf S. 502).

Tabelle I. Zusammenstellung der Ergebnisse (alle Maße in kg und m).

kgm	Werte für beliebige Belastung	Symmetrische Eigenlast	Linksseitige Dachlast	Linksseitige Galerielast	Linksseitige Windlast	Kranlasten obere	Kranlasten untere	Temperaturzunahme 15°	Ungünstigste Belastung (Größtwerte)
M_1	$0{,}008\,65\,(N_1+N_3)+2{,}02\,\mathfrak{H}_3+11{,}82\,w-27$ t	— 2 850	— 209	— 3180	30 060	— 1 541	— 116	— 555	— 14 862
M_2	$0{,}008\,65\,(N_2+N_4)+2{,}02\,\mathfrak{H}_4-27$ t	— 2 850	— 209	11	— 6 320	— 1 541	— 116	— 555	+ 28 278
M_3	$+M_1-4{,}4\,\mathfrak{H}_3-25{,}80\,w$	— 1 158	— 250	3210	35 700	— 1 840	— 140	+ 225	— 8 927
M_4	$M_2-4{,}4\,\mathfrak{H}_4$	— 1 158	— 250	15	— 7 520	— 1 840	— 140	+ 225	+ 40 308
M_5	$0{,}003\,N_5\,42+0{,}004\,76\,N_7+2{,}004\,\mathfrak{H}_3+3{,}66\,w+0{,}314\,P_3$	— 2 637	— 673	11	21 160	— 1 541	2281	— 156	— 1 196
M_6	$0{,}003\,N_6\,42+0{,}004\,76\,N_8+2{,}004\,\mathfrak{H}_4+0{,}366\,P_4$	— 2 637	— 209	11	— 6 750	— 1 541	639	— 156	+ 20 976
M_7	$1{,}36\,M_5-5{,}10\,\mathfrak{H}_3-9{,}31\,w-0{,}8\,P_3$	— 1 735	408	15	30 400	— 1 760	2580	— 173	— 7 058
M_8	$1{,}36\,M_6-5{,}10\,\mathfrak{H}_4-0{,}8\,P_4$	— 1 735	— 240	15	— 6 620	— 1 760	730	— 173	+ 35 446
M_9	$10\,\mathfrak{H}_3-50\,w+0{,}8\,P_1$	— 3 840	1040	60	21 000	7 100	— 580	— 750	— 43 060
M_{10}	$10\,\mathfrak{H}_4+0{,}8\,P_3$	— 3 840	1040	60	— 31 500	— 4 890	— 580	— 750	+ 25 130
M_{11}	$11{,}2\,\mathfrak{H}_3+6\,(2\,g_3+p_3)-87\,w+0{,}4\,(P_1+P_2)$	7 300	1985	67	— 6 030	185	— 650	— 840	— 220 / + 12 429
A_1	$-1{,}76\,\mathfrak{H}_3+2{,}70\,(g_1+g_2)-6\,w-0{,}148\,P_3$	6 700	993	4311	— 19 735	— 100	— 1017	0	— 14 063
A_2	$-1{,}76\,\mathfrak{H}_4+2{,}70\,(g_1+g_2)-148\,P_4$	6 700	183	— 11	5 542	1 696	— 247	0	19 425
A_3	$+1{,}76\,\mathfrak{H}_3+2{,}70\,(g_1+g_2)+6\,w+1{,}148\,P_3+C_3$	10 070	2559	4329	14 375	17 380	8617	0	988
A_4	$+1{,}76\,\mathfrak{H}_2+2{,}70\,(g_1+g_2)+1{,}148\,P_4+C_4$	10 070	461	11	— 182	3 024	2647	0	49 185
B_1	$0{,}944\,\mathfrak{H}_3+2{,}70\,g_2-1{,}24\,w-0{,}148\,P_3$	3 550	908	— 6	— 8 235	— 726	— 1070	0	— 5 772
B_2	$0{,}944\,\mathfrak{H}_4+2{,}70\,g_2-0{,}148\,P_4$	3 550	98	— 6	2 972	1 070	— 300	0	8 593
B_3	$0{,}944\,\mathfrak{H}_3+2{,}70\,g_2+1{,}24\,w+1{,}148\,P_3+C_3$	7 560	2644	6	2 875	18 006	8670	0	7 545
B_4	$0{,}944\,\mathfrak{H}_4+2{,}70\,g_2+1{,}148\,P_4+C_4$	7 560	546	6	2 388	3 650	2700	0	31 630
C_3	$4{,}90\,g_3+3{,}675\,p_3-5{,}1\,w+P_1+0{,}0816\,(P_2-P_1)$	4 730	1932	0	— 5 360	17 280	0	0	— 630
C_4	$4{,}90\,g_3+1{,}225\,p_3+5{,}1\,w+P_2+0{,}0816\,(P_2-P_1)$	4 730	644	0	5 360	4 720	0	0	29 946
H_1	$-0{,}227\,M_1-2{,}20\,w$	+ 648	47	720	9 160	350	26	120	— 2 211
H_2	$-0{,}227\,M_2$	+ 648	47	— 3	— 1 440	350	26	120	9 796
H_3	$-\mathfrak{H}_3-H_1-8{,}05\,w$	— 270	— 47	— 714	8 190	— 350	— 26	— 120	— 2 677
H_4	$-\mathfrak{H}_4-H_2$	— 270	— 47	9	— 1 710	— 350	— 26	— 120	8 583
η_1	$-0{,}274\,M_5-1{,}825\,w$	724	— 184	3	7 450	— 424	625	— 41	— 3 298
η_2	$-0{,}274\,M_6$	724	— 57	3	— 1 850	— 424	175	— 41	8 122
η_3	$-\mathfrak{H}_3-\eta_1-3{,}65\,w$	— 343	80	3	5 250	— 345	— 683	— 34	— 1 724
η_4	$-\mathfrak{H}_4-\eta_2$	— 343	— 47	3	— 1 300	— 345	— 233	— 34	6 420
$\mathfrak{H}_3$	$0{,}000\,158\,(N_1+N_2)-0{,}000\,176\,(N_3+N_4)+0{,}000\,155\,(N_5+N_6)-0{,}000\,176\,(N_7+N_8)+0{,}000\,77\,(N_9+N_{10})+0{,}000\,865\,N_{11}-0{,}152\,(2\,g_3+p_3)+6{,}90\,w-0{,}0343\,(P_1+P_2)-0{,}0059\,(P_3+P_4)-1{,}94$ t	— 384	— 104	6	7 350	— 769	— 58	— 75	— 4 586
$\mathfrak{H}_4$	$\mathfrak{H}_3-10\,w$	— 384	— 104	6	— 3 150	— 769	— 58	— 75	7 053

worin zu setzen ist:

a) für symmetrische Eigenlast ($g_1=1050$; $g_2=1180$; $g_3=965$ kg/m²)

$N_1=N_2=N_3=N_4=-{}^1/_4\,g_1\,l_1^2\,l_1'=-121\,000$ kg/m²

$N_5=N_6=N_7=N_8=-{}^1/_4\,g_2\,l_1^2\,s_1'=-224\,000$ kg/m²

$N_9=N_{10}=-{}^1/_4\,g_3\left(\frac{l}{2}\right)^2 s_2'=-29\,100$ kg/m²

$N_{11}=-2\,{}^1/_4\,g_3\left(\frac{l}{2}\right)^2 s_2'=-58\,200$ kg/m².

b) für einseitige (links) Nutzlast ($p_1=1600$; $p_2=300$; $p_3=525$ kg/m)

$N_1=N_3=-{}^1/_4\,p_1\,l_1^2\,l_1'=-185\,000$ kg/m² $\quad N_2=0$; $\quad N_4=0$;

$N_5=N_7=-{}^1/_4\,p_2\,l_1^2\,s_1^2=-56\,500$ kg/m² $\quad N_6=0$; $\quad N_8=0$;

$N_9=N_{11}=-{}^1/_4\,p_3\left(\frac{l}{2}\right)^2 s^{2\prime}=-15\,200$ kg/m² $\quad N_{10}=0$.

c) für linkseitigen Winddruck (150 kg/m² = 1050 kg/m)

$N_1=-{}^1/_4\,w\,h_1^2\,h_1'=-39\,200$ kg/m²; $\quad N_2=0$; $\quad N_3=0$; $\quad N_4=0$

$N_5=-{}^1/_4\,w\,h_3^2\,h_3'=-76\,500$ kg/m²; $\quad N_6=0$; $\quad N_7=0$; $\quad N_8=0$

$N_9=-{}^1/_4\,w\,h_5^2\,h_5'=-30\,900$ kg/m²; $\quad N_{10}=0$; $\quad N_{11}=0$.

d) für obere Kranlasten ($P_1+P_2=22\,000$ kg; $\quad \max P_1=18\,500$ kg).

Sämtliche N-Werte bis auf N_9 und N_{10} verschwinden. Belastet man einen Stiel mit der von dem Momente $M=P_1\,e$ herrührenden Momentenfläche, so erhält man:

Gleichgewichtsbedingung: $\mathfrak{A}=-\frac{1}{h_5}P_1\,e$; $\quad \mathfrak{B}=\frac{1}{h_5}P_1\,e$.

Daher das Moment im Punkte m, herrührend von der Belastung durch das Moment $P_1\,e$ (Abb. 11)

$M_m=-\frac{a}{h_5}P_1\,e$ (an der negativen Seite)

$M_m=\frac{a}{h_5}P_1\,e$ (an der positiven Seite).

Belastet man den Stiel mit dieser Momentenfläche, so folgt aus der Gleichgewichtsbedingung:

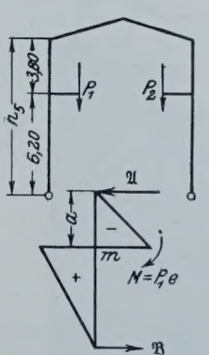


Abb. 11. Stielbelastung mit $M=P_1\,e$.

$$\mathfrak{A}_1\,h_5-\frac{1}{2}\,a\left(-\frac{a}{h_5}P_1\,e\right)\left(h_5\,a+\frac{1}{3}\,a\right)-\frac{1}{2}\,(h_5-a)\,\frac{h_5-a}{h_5}\,P_1\,e\,\frac{2}{3}\,(h_5-a)=0$$

$$\mathfrak{A}_1=-\frac{1}{6}\,P_1\,e\,h_5\left[1-3\left(\frac{h_5-a}{h_5}\right)^2\right].$$

Allgemein ist, wie vorhin bemerkt,

$N=-6\,\mathfrak{A}_1\frac{l'}{l}$; daher hier

$N_9=P_1\,e\left[1-3\left(\frac{10-3{,}80}{10}\right)^2\right]11{,}71=-0{,}123\,P_1$

$N_{10}=P_2\,e\left[1-3\left(\frac{10-3{,}80}{10}\right)^2\right]11{,}71=-0{,}123\,P_2$.

e) für untere Kranlasten ($P_3+P_4=10\,000$ kg; $\max P_3=7600$ kg) verschwinden sämtliche N-Werte bis auf N_7 und N_8.

$N_7=P_3\,e\left[1-3\left(\frac{5{,}10-2{,}15}{5{,}10}\right)^2\right]5{,}97$;

der Klammerausdruck wird zufällig = 0, daher sind N_7 und N_8 für jede Kranbelastung = 0.

(Fortsetzung von S. 500.)

Die Gründungssohle liegt 1 m unter Erdbodenhöhe auf festgelagertem Schotter.

Den nördlichen Abschluß der Halle bildet eine Wand, die später einmal, bei Verlängerung der Halle, entfernt werden soll, aber nur bis zur Höhe der gegenwärtigen Galeriedächer. Es wurde daher ein Rahmen von nebenstehender Form (Abb. 13) ausgebildet, dessen mittlerer Riegel

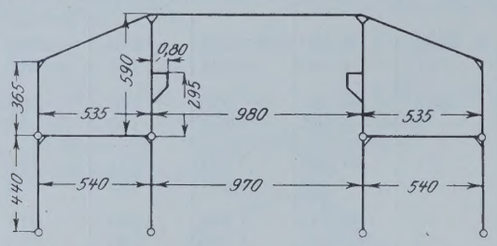


Abb. 13. Stabachsen des Abschlußrahmens.

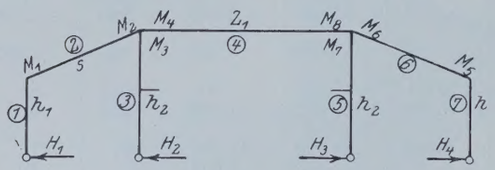


Abb. 14. Rahmen, oberer Teil.

die Last der Abschlußmauer zu tragen hat. Das Rahmensystem ist siebenfach statisch unbestimmt. Um jedoch die Rechenarbeit zu vereinfachen, insbesondere aber, da der untere Teil des Rahmens nicht anders ausgeführt werden soll als der der vorher berechneten Rahmen, wurde nur der obere Teil des Rahmens als zusammenhängendes Gebilde (Abb. 14) berechnet, wodurch sich das System als fünffach statisch unbestimmt ansprechen läßt. Zusammen mit den sieben Stabkräften hat man zwölf unbekannte Größen zu ermitteln.

Das System besitzt zwei einfache Knotenpunkte mit je einer und zwei zweifache (je drei Stäbe sind miteinander steif verbunden) Knotenpunkte mit je zwei Kontinuitätsbedingungen, ferner drei geschlossene Rahmen mit je zwei Winkelgleichungen; insgesamt lassen sich demnach zwölf Bedingungsgleichungen aufstellen, die zur Bestimmung der zwölf Unbekannten notwendig sind. Die Kontinuitätsbedingungen lauten:

Stabzug 1—2 (Dreimomentensatz)

$$0 + 2\,M_1\,(h_1' + s') + M_2\,s' - 6\,E\,J_c\,(\vartheta_1 - \vartheta_2) = N_1$$

Stabzug 7—6 (Dreimomentensatz)

$$0 + 2\,M_5\,(h_1' + s') + M_6\,s' - 6\,E\,J_c\,(\vartheta_6 - \vartheta_7) = N_2$$

Stabzug 2—3 (Viermomentensatz; M_3 wird im nächsten Felde +)

$$M_1\,s' + 2\,M_2\,s' - 2\,M_3\,h_2' + 0 - 6\,E\,J_c\,(\vartheta_2 - \vartheta_3) = N_3$$

Stabzug 6—5 (Viermomentensatz, entsprechend)

$$0 - 2\,M_7\,h_2' + 2\,M_6\,s' + M_5\,s' - 6\,E\,J_c\,(\vartheta_5 - \vartheta_6) = N_6$$

Stabzug 3—4 (Viermomentensatz, M_3 + eingeführt)

$$0 + 2\,M_3\,h_2' + 2\,M_4\,l_1' + M_8\,l_1' - 6\,E\,J_c\,(\vartheta_3 - \vartheta_4) = N_4$$

Stabzug 5—4 (Viermomentensatz, entsprechend)

$$M_4\,l_1' + 2\,M_8\,l_1' + 2\,M_7\,h_2' - 6\,E\,J_c\,(\vartheta_4 - \vartheta_5) = N_5,$$

also sechs Kontinuitätsbedingungen. Die Winkelgleichungen lauten:

$$\frac{J\,s}{s}\,l + \vartheta_1\,h_1 + \vartheta_2\,(h_2 - h_1) - \vartheta_3\,h_2 = 0$$

$$J\,h_1 - J\,h_2 + \frac{J\,s}{s}\,(h_2 - h_1) - \vartheta_2\,l = 0$$

$$J\,l_1 + \vartheta_3\,l_2 - \vartheta_5\,h_2 = 0$$

$$-\vartheta_4\,l_1 = 0$$

$$\frac{J\,s}{s}\,l + \vartheta_5\,h_2 - \vartheta_6\,(h_2 - h_1) - \vartheta_7\,h_1 = 0$$

$$J\,h_2 - \frac{J\,s}{s}\,(h_2 - h_1) - J\,h_1 - \vartheta_6\,l = 0.$$

Nach entsprechender Substituierung erhält man schließlich die Summen:

$$2\,(M_1 + M_5)\,(h_1' + s') + s'\,(M_2 + M_6) = N_1 + N_2 - \varrho\,(2\,N_{t1} + N_{t2})$$

$$s'\,(M_1 + M_5) + 2\,s'\,(M_2 + M_6) - 2\,h_2'\,(M_3 + M_7) = N_3 + N_6 + \varrho\,N_{t2}$$

$$2\,h_2'\,(M_3 + M_7) + 3\,l_1'\,(M_4 + M_8) = N_4 + N_5 - \varrho\,N_{t2}$$

und die Differenzen:

$$2\,(M_1 - M_5)\,(h_1' + s') + s'\,(M_2 - M_6) = N_1 - N_2 + 2\,K\,\varrho\,\vartheta_3 + K\,\varrho\,N_{t2}$$

$$s'\,(M_1 - M_5) + 2\,s'\,(M_2 - M_6) - 2\,h_2'\,(M_3 - M_7) = N_3 - N_6 - 2\,\varrho\,\vartheta_3 - \varrho\,N_{t2}$$

$$2\,h_2'\,(M_3 - M_7) + l_1'\,(M_4 - M_8) = N_4 - N_5 + 2\,\varrho\,\vartheta_3 + \varrho\,N_{t2},$$

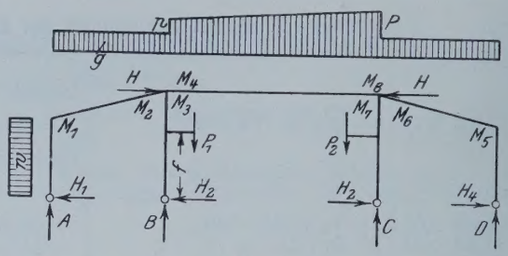


Abb. 15. Belastung des Riegels.

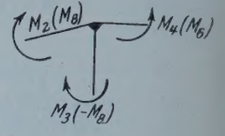


Abb. 15a. Knotenpunktgleichgewicht.

also zwei Gruppen von je drei Gleichungen mit vier bezw. fünf Unbekannten. Wählt man als Überzählige des Systems die Größen M_1, M_2, M_5, M_6 und die im mittleren Querriegel wirkende wagerechte Kraft H, so lassen sich die anderen Größen durch diese, aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen, ersetzen. Für nebenstehende (durch Winddruck auf die Mauer bezw. auf den Mittelriegel wirkende trapezförmige Belastung) erhält man (Abb. 15)

$$M_3 = H\,h_2 - M_1\,\frac{h_2}{h_1} + \frac{w}{2}\,h_1\,h_2 + P_1\,e$$

$$M_4 = M_2 + M_3 \text{ (Abb. 15a)}$$

$$\text{bezw. } M_4 = M_2 + H\,h_2 - M_1\,\frac{h_2}{h_1} + \frac{w}{2}\,h_1\,h_2 + P_1\,e$$

$$M_7 = H\,h_2 - M_5\,\frac{h_2}{h_1} + P_2\,e$$

$$M_8 = M_6 + M_7 \text{ (Abb. 15a)}; \qquad M_8 = M_6 + H\,h_2 - M_5\,\frac{h_2}{h_1} + P_2\,e.$$

Die Substitution ergibt dann

Summen:

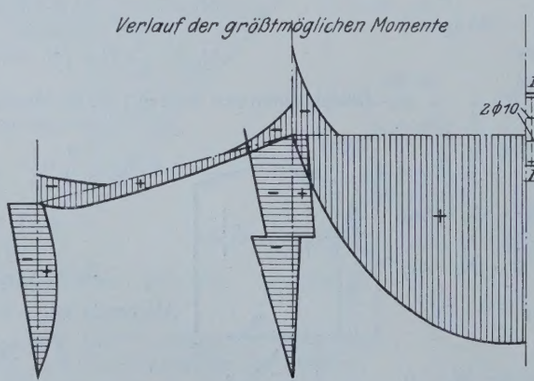
$$\begin{cases} 2\,(M_1 + M_5)\,(h_1' + s') + s'\,(M_2 + M_6) = N_1 + N_2 - \varrho\,(2\,N_{t1} + K\,N_{t2}) \\ s'\,(M_1 + M_5) + 2\,s'\,(M_2 + M_6) + 2\,h_2'\,K\,(M_1 + M_5) - 4\,H\,h_2\,h_2' = N_3 + N_6 + \varrho\,N_{t2} + w\,h_1\,h_2\,h_2' + 2\,e\,h_2'\,(P_1 + P_2) \\ -2\,(M_1 + M_5)\left(h_2 + \frac{3}{2}\,l_1'\right)K + 3\,l_1'\,(M_2 + M_6) + 2\,H\,h_2\left(h_2' + \frac{3}{2}\,l_1'\right) = N_4 + N_5 - \varrho\,N_{t2} - w\,h_1\,h_2\left(h_2' + \frac{3}{2}\,l_1'\right) \\ \qquad - 2\,e\left(h_2' + \frac{3}{2}\,l_1'\right)(P_1 + P_2) \end{cases}$$

Differenzen:

$$\begin{cases} 2\,(M_1 - M_5)\,(h_1' + s') + s'\,(M_2 - M_6) - 2\,K\,\varrho\,\vartheta_3 = N_1 - N_2 + K\,\varrho\,N_{t2} \\ (s' + 2\,h_2'\,K)\,(M_1 - M_5) + 2\,s'\,(M_2 - M_6) + 2\,\varrho\,\vartheta_3 = N_3 - N_6 + w\,h_1\,h_2\,h_2' + 2\,e\,h_2'\,(P_1 - P_2) - \varrho\,N_{t2} \\ -K\,(M_1 - M_5)\,(2\,h_2' + l_1') + l_1'\,(M_2 - M_6) - 2\,\varrho\,\vartheta_3 = N_4 - N_5 + \varrho\,N_{t2} - w\,h_1\,h_2\left(h_2' + \frac{l_1'}{2}\right) + (2\,h_2' + l_1')\,(P_1 - P_2)\,e. \end{cases}$$

Mit den von den Ausmaßen des Querschnittes abhängigen Werten

$h_1 = 3{,}65$ m; $h_2 = 5{,}10$ m; $l = 5{,}35$ m; $l_1 = 9{,}80$ m;
$s = 5{,}62$ m; $f = 2{,}95$ m;



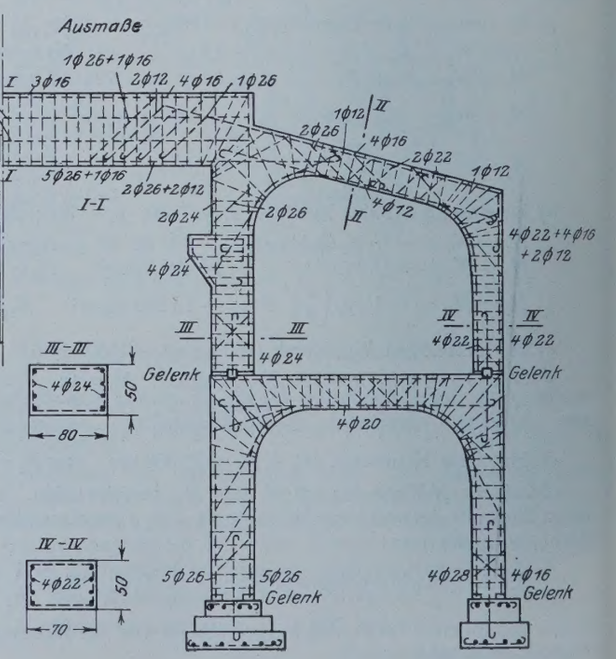


Abb. 16.

Tabelle II. Zusammenstellung der Ergebnisse (alle Maße in kg und m).

kgm bezw. kg		Eigenlast	Eigenlast und linkseitiger Winddruck	Kranlast	Temperatur 15 ° Sommer	Temperatur 15 ° Winter	Kombinierte Größtwerte
M_1	$0{,}00287\,N_1 + 0{,}00061\,N_2 - 0{,}00124\,N_3 - 0{,}00248\,N_4 + 0{,}00154\,N_5 - 0{,}00034\,N_6 + 0{,}78\,w + 0{,}068\,P_1 - 0{,}066\,P_2 - 88{,}9$ t	— 860	+ 380	+ 330	— 1330	+ 1330	— 6684 (+ 2040)
M_2	$-0{,}00123\,N_1 + 0{,}00033\,N_2 - 0{,}00548\,N_3 - 0{,}00492\,N_4 - 0{,}00138\,N_5 + 0{,}00038\,N_6 - 0{,}58\,w - 0{,}049\,P_1 + 0{,}041\,P_2 + 28$ t	— 6 270	— 5 980	— 254	+ 420	— 420	— 7 604
M_3	$H_2 h_2 + P_1 e$	— 9 300	— 2 960	+ 1530	+ 1320	— 1320	— 10 620
M_4	$M_2 + M_3$	— 15 570	— 3 020	+ 1276	+ 1740	— 1740	— 18 300
M_5	$0{,}00061\,N_1 + 0{,}00287\,N_2 - 0{,}00034\,N_3 - 0{,}00154\,N_4 - 0{,}00248\,N_5 - 0{,}00124\,N_6 - 76\,w\,0{,}066\,P_1 + 0{,}068\,P_2 - 89{,}5$ t	— 860	— 5 060	— 294	— 1330	+ 1330	wie M_1
M_6	$-0{,}00033\,N_1 - 0{,}00123\,N_2 + 0{,}00038\,N_3 - 0{,}00138\,N_4 + 0{,}00492\,N_5 + 0{,}00548\,N_6 + 0{,}48\,w + 0{,}041\,P_1 - 0{,}049\,P_2 + 508$ t	— 622	— 430	+ 178	+ 420	— 420	wie M_2
M_7	$H_3 h_2 + P_2 e$	— 930	+ 720	— 1760	+ 1320	— 1320	wie M_3
M_8	$M_6 + M_7$	— 15 570	+ 290	— 1582	+ 1740	— 1740	wie M_4
H_1	$\frac{M_1}{h} + \frac{w}{2} h$	— 235	+ 2 020	+ 90	+ 365	— 365	+ 2475 (— 600)
H_2	$H - H_1 + w\,h$	— 2 050	+ 580	+ 890	+ 365	— 365	+ 945 (— 3305)
H_3	$H - H_4$	— 2 050	+ 150	— 720	+ 365	— 365	wie H_2
H_4	$\frac{M_5}{h}$	— 235	— 1 390	— 800	— 365	+ 365	wie H_1
A	$\frac{M_2}{L} - H_1 \frac{h_2}{L} + w \frac{h_1}{l}\left(h_2 - \frac{h_1}{2}\right) + \frac{g}{2} l$	+ 2 850	+ 4 380	— 135	—	—	5 510
B	$\frac{P+2p}{6} l_1 + gl - A - \frac{A-D}{L_1} l + P_1 + \frac{e}{L_1}(P_2 - P_1) - \frac{w}{2}\frac{h_1^2}{l_1}$	+ 24 100	+ 18 020	+ 7480	—	—	31 580
C	$2gl + \frac{P+p}{2} l_1$	+ 24 100	+ 26 840	+ 2545	—	—	wie B
D	$\frac{M_6}{l} - H_4 \frac{h_2}{L} + \frac{g}{2} l$	+ 1 850	+ 5 400	+ 110	—	—	wie A

$$J_c = \frac{1}{12} \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}5^3 = 0{,}084 \text{ m}^4 \text{ (mittlerer Riegel)}$$
$$J_1 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}5^3 = 0{,}00416 \text{ m}^4 \text{ (äußere Stiele)} \quad \frac{J_c}{J_1} = 20{,}6$$

$$J_2 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}8^3 = 0{,}0215 \text{ m}^4 \text{ (mittlere Stiele)} \quad \frac{J_c}{J_2} = 3{,}92$$

$$J_r = \frac{1}{12} \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}6^3 = 0{,}00541 \text{ m}^4 \text{ (Seitenriegel)} \quad \frac{J_c}{J_r} = 15{,}5$$

bezw. den auf $\frac{J_c}{J}$ reduzierten Längen

$$h_1' = 75{,}50 \text{ m}; \quad h_2' = 20{,}2 \text{ m}; \quad l_1' = 9{,}80 \text{ m}; \quad s' = 88{,}5 \text{ m};$$

$$K = \frac{h_2}{h_1} = 1{,}40; \quad \varrho = 6\,E\,J_c = 705000000 \text{ kg/m}^2;$$

$$\varrho\,N_{t1} = \varrho\,\alpha_t\,t\,\frac{l}{h_1} = 12400 \text{ kgm}; \qquad \varrho\,N_{t2} = \varrho\,\alpha_t\,t\,\frac{l_1}{h_2} = 16300 \text{ kgm}$$

erhält man die Gleichungen (nach größeren Zwischenrechnungen)

$$\text{I} \begin{cases} 325\,(M_1 + M_5) + 88{,}5\,(M_2 + M_6) = N_1 + N_2 - 47600 \text{ t} & \ldots (1) \\ 145\,(M_1 + M_5) + 177\,(M_2 + M_6) - 412\,H = N_1 + N_2 + 375\,w + 32\,(P_1 + P_2) + 16300 \text{ t} & (2) \\ -97{,}5\,(M_1 + M_5) + 29{,}4\,(M_2 + M_6) + 698\,H = N_1 + N_2 - 650\,w - 55\,(P_1 + P_2) - 16300 \text{ t} & (3) \end{cases}$$

$$\text{II} \begin{cases} 325\,(M_1 - M_5) + 88{,}5\,(M_2 - M_6) - 2{,}8\,\varrho\,\vartheta_3 = N_1 - N_2 + 22800 \text{ t} & (4) \\ 145\,(M_1 - M_5) + 177\,(M_2 - M_6) + 2\,\varrho\,\vartheta_3 = N_1 - N_2 + 375\,w + 32\,(P_1 - P_2) - 16300 \text{ t} & (5) \\ -70\,(M_1 - M_5) + 9{,}8\,(M_2 - M_6) - 2\,\varrho\,\vartheta_3 = N_1 - N_2 - 467\,w - 40\,(P_1 - P_2) + 16300 \text{ t} & (6) \end{cases}$$

bezw. die in Tabelle II angegebenen Werte.

Der Verlauf der größtmöglichen Momente sowie die Querschnittbemessung dieses Rahmens sind aus Abb. 16 ersichtlich.

Die Sauerstoffhalle II ist erst nach Beendigung des Krieges erbaut worden. Der Bau ist im Jahre 1919 begonnen und erst im Jahre 1920 (nach meinen Plänen, aber nicht mehr unter meiner Oberleitung, da ich inzwischen nach Polen zurückgekehrt war) ausgeführt worden.

Die ganze Anlage ist aus den beigegebenen Bildern zu ersehen. Abb. 17 zeigt den Erdgeschoßteil des Rahmenseitenschiffes nach Ausschalung, Abb. 18 den gesamten Bau.

Abb. 17. Seitenschiff des Rahmens (Erdgeschoß) mit Verstärkungen für Transmissionslager.

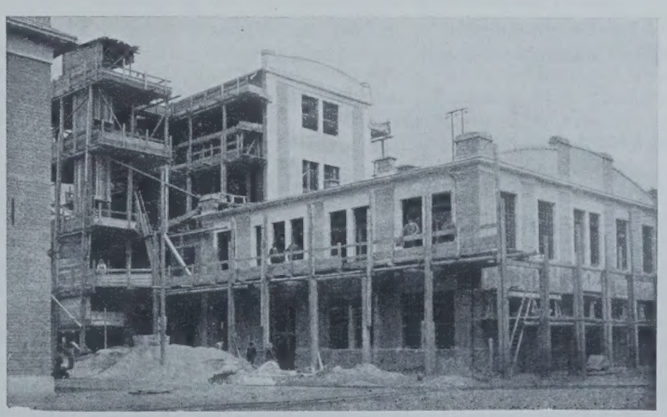


Abb. 18. Ansicht der Halle.

Der Deichbruch bei Scharnau an der Weichsel im Juli 1925.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **G. E. Schmidt,** Hafen-Oberbaurat in Danzig.

Unter obiger Überschrift bringt die „Bautechnik" 1925, in Heft 48 vom 6. November eine Schilderung des bei einem mittleren Hochwasser entstandenen Bruches des Weichseldeiches der Thorner Stadtniederung bei Scharnau — gegenüber dem Städtchen Schulitz — am 9. Juli 1925 (vergl. Abb. 1, Übersichtsplan). Dieser Aufsatz hat in wasserbautechnischen Kreisen allgemeines Interesse erregt, da seit dem verhängnisvollen Bruch des Nogatdeiches bei Jonasdorf im Jahre 1888 an der Weichsel ein Deichbruch nicht mehr vorgekommen ist.

Bei dieser Sachlage ist es daher erklärlich, daß sich die Fachwelt mit dem Deichbruch beschäftigt, wie dieses der Aufsatz „Über die Hochwasserführung der deutschen Ströme und die Minderung der Hochwasserschäden" von Geh. Baurat M. Contag in der „Bautechnik" 1926, Heft 12 vom 12. März beweist. Die nähere wissenschaftliche Untersuchung und Begründung der Auswirkung des Deichbruches für die unteren Anlieger vom strombautechnischen Standpunkte aus dürfte daher um so mehr von allgemeinem Belang sein, als dieser Fall die selten vorkommende Gelegenheit bietet, die Übereinstimmung zwischen den theoretischen Berechnungen und den praktischen Beobachtungen in der Natur nachzuprüfen. Diesem Zwecke will die vorliegende Abhandlung dienen.

Deichbrüche mit der hiermit verbundenen Überflutung der betreffenden Niederung verursachen naturgemäß stets eine gewisse Entlastung der unterhalb anschließenden Stromstrecke und somit auch der angrenzenden bedeichten Niederungen, da die durch die Bruchstelle in die Niederung eingedrungenen Wassermassen für einige Zeit dem unterhalb der Bruchstelle liegenden Stromlaufe entzogen werden; sie üben daher auf die Höhe der Flutwelle einen Einfluß aus. Es soll nun zunächst auf rechnerischem Wege ermittelt werden, welche ungefähre Wassermenge durch den Scharnauer Deichbruch in die Niederung abgeströmt ist. Abb. 2 stellt den schematischen Querschnitt der Deichbruchstelle mit dem Siel dar. Da der Deich bis zur Vorlandhöhe gebrochen ist, darf bei den rechnerischen Erhebungen die Einbruchstelle

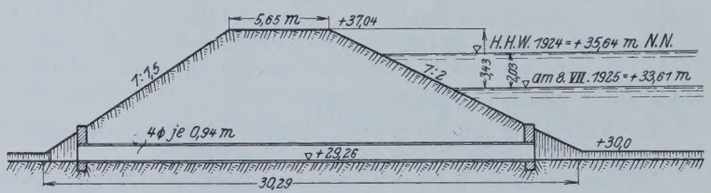


Abb. 2.

als Überfallwehr behandelt werden. Nach Tolkmitt, „Grundlagen der Wasserbaukunst", beträgt mit den Bezeichnungen der Abb. 3 die sekundliche Durchflußmenge Q durch ein Grundwehr:

$$(1) \qquad Q = \frac{2}{3}\,\mu\, b\,\sqrt{2g}\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu\, b\, a\,\sqrt{2g\,(h+k)}.$$

Die Geschwindigkeit v, mit der das Wasser vor der Bruchstelle ankommt, darf unbedenklich vernachlässigt werden. Es geht dann mit:

$$k = \frac{v^2}{2g} = 0, \text{ für } a = 0 \text{ (Überfall)}$$

die Formel 1 über in

$$(2) \qquad Q = \frac{2}{3}\,\mu\, b\,\sqrt{2g}\,h^{3/2} = \frac{2}{3}\,\mu\, b\, h\,\sqrt{2g\,h}.$$

Der Deichbruch hat bei einem Wasserstande von + 5,08 m a. P. zu Thorn = + 39,145 N. N. stattgefunden, d. h. bei einem Wasserstande, der noch um 2,03 m unter dem Höchststande des katastrophalen Frühjahrshochwassers 1924 geblieben ist. Die Pegelstelle Thorn liegt bei Strom-km 16,72, die Deichbruchstelle bei Strom-km 46,00. Die Entfernung zwischen beiden beträgt demnach 46,00 — 16,72 = 29,28 km. Zur Errechnung des Stromgefälles der Weichsel ist folgende Überlegung angestellt:

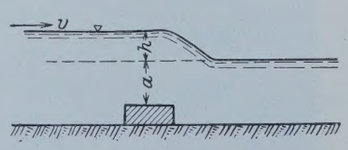


Abb. 3.

Als Höchststand der Weichsel am 9. Juli 1925 ist abgelesen:

a. P. zu Thorn: + 5,08 m = 39,145 N. N.,

a. P. zu Fordon: + 4,72 m = + 31,565 N. N.

Das absolute Gefälle hat mithin 7,58 m betragen. Da die Entfernung

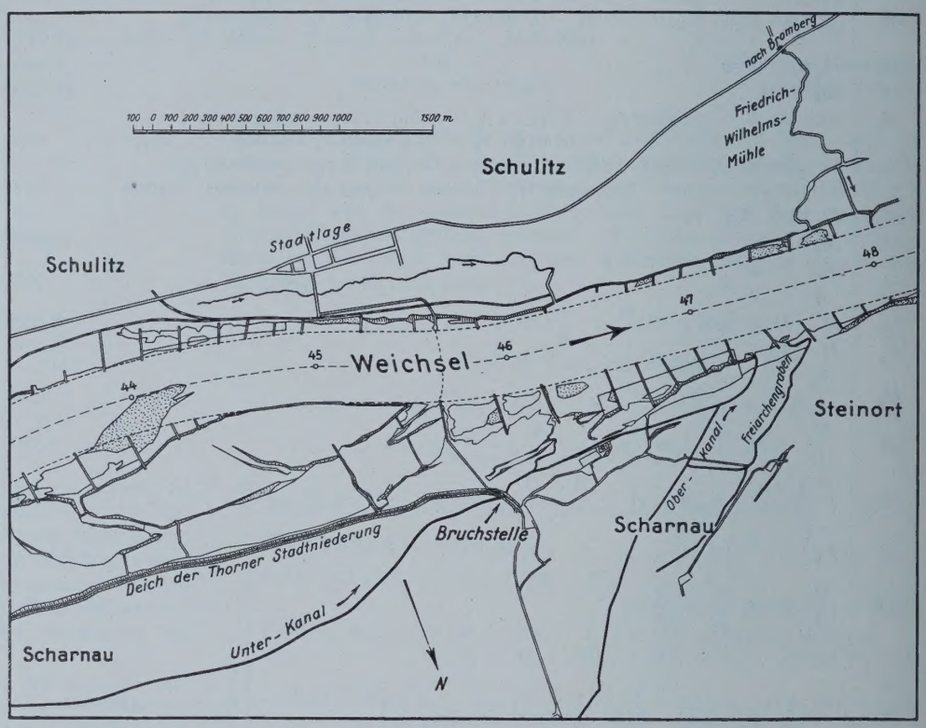


Abb. 1.

der beiden Pegelstellen 40,18 km ist, hat das durchschnittliche relative Wasserspiegelgefälle der betrachteten Stromstrecke

$$J = \frac{h}{l} = \frac{7{,}58}{40{,}18} = 0{,}189 \text{ m/km}$$

und das absolute Gefälle bis zur Deichbruchstelle $29{,}28 \cdot 0{,}189 = 5{,}534$ m betragen. Bei Eintritt des Deichbruches hat die Wasserspiegelordinate bei Scharnau mithin auf + 39,145 — 5,534 = + 33,61 N. N. gelegen.

In Gl. 2 wird dann $h = 33{,}61 - 30{,}00 = 3{,}61$ m. Die Breite des Durchbruches hat nach amtlichen Angaben 35 m betragen. Führt man in Formel 2 $b = 35{,}0$ und als Ausflußkoeffizienten $\mu = 0{,}54$ (für Überfälle mit breiter wagerechter Krone) ein, so liefert die Formel 2 nunmehr

$$Q = \frac{2}{3} \cdot 0{,}54 \cdot 35{,}0 \cdot 3{,}61\,\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}61}$$

$$Q = 382 \text{ m}^3/\text{Sek.}$$

Demnach wären bei Eintritt des Deichbruches, falls dieser sich sofort bis auf 35,0 m erweitert hat, 382 m³/Sek. aus der Weichsel in die Thorner Stadtniederung abgeflossen, d. i. annähernd die Wasserführung der Weichsel bei MNW, die rd. 400 m³/Sek. beträgt. Da die Wasserführung der Weichsel oberhalb der Bruchstelle am 9. Juli, entsprechend dem Wasserstande von + 5,08 m a. P. Thorn 4600 m³/Sek. betrug, so ergibt sich eine Entlastung durch den Deichbruch um 8,3 %, eine für die Deiche der unteren Anlieger immerhin bemerkenswerte Wirkung.

Nunmehr soll das Maß der Absenkung des Weichselwasserspiegels zunächst unmittelbar unterhalb der Durchbruchstelle infolge der oben errechneten, dem Weichselstrome entzogenen Wassermenge ermittelt werden. Berücksichtigt man, daß sich die Wassermenge eines Flusses nicht nur mit der Füllhöhe des Durchflußprofiles, sondern auch mit der Geschwindigkeit des fließenden Wassers ändert, so erhält man aus der Beziehung

$$(3) \qquad Q = F\,v$$

$$(4) \qquad dQ = F\,dv + v\,dF.$$

Für $dF = B\,dx$ (siehe Abb. 4), wird:

$$dQ = v\,B\,dx + F\,dv$$

$$(5) \qquad dx = \frac{dQ - F\,dv}{v\,B}.$$

Für eine verhältnismäßig kleine Änderung der Wassermenge wird man die Änderung der Stromgeschwindigkeit, ohne einen erheblichen Fehler zu begehen, vernachlässigen können, so daß mit $dv = 0$

(6) $$\Delta x = \frac{\Delta Q}{v\,B}$$

wird. Die Geschwindigkeit ist folgendermaßen errechnet worden:

Nach Tolkmitt kann angenähert die Fortschreitungsgeschwindigkeit u einer Welle gesetzt werden:

$$u = \frac{4}{3}\,v,$$

also

(7) $$v = \frac{3}{4}\,u.$$

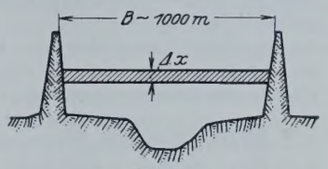


Abb. 4.

Nach den Pegelbeobachtungen ist die Kulmination der Hochwasserwelle am Pegel Thorn am 8. Juli 1925 um 2 Uhr nachm. und am Pegel Fordon am gleichen Tage um 11 Uhr nachm. eingetreten. Die Fortpflanzungszeit der Welle zwischen den beiden um $s = 40{,}18$ km entfernten Pegelstellen hat also 9 Stunden betragen. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit u berechnet sich demnach aus:

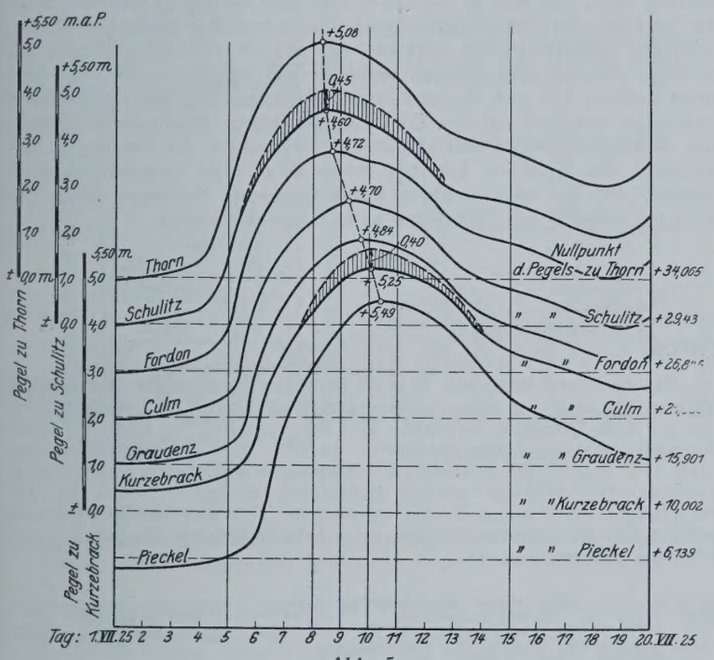


Abb. 5.

$$u = \frac{s}{t} = \frac{40{,}18}{9{,}0}\ \text{km/Std. oder} = \frac{40{,}18 \cdot 1000}{9{,}0 \cdot 3600} = 1{,}24\ \text{m/Sek.}$$

und die Strömungsgeschwindigkeit des Weichselhochwassers

$$v = \frac{3}{4}\,u = \frac{3}{4} \cdot 1{,}24 = 0{,}93\ \text{m/Sek.}$$

Aus Gl. 5 ergibt sich dann das Maß der Absenkung des Weichselwasserspiegels zu:

$$x = \frac{382{,}0}{1000 \cdot 0{,}93} = 0{,}41\ \text{m},$$

d. h. der Wasserspiegel der Weichsel unterhalb der Durchbruchstelle ist durch die in die Thorner Stadtniederung abgeströmte Wassermenge um 41 cm abgesenkt worden.

Zur Nachprüfung dieses analytischen Verfahrens möge nun noch ein graphisches Verfahren angewandt werden. Mit Hilfe des Pegelmaterials, und zwar der regelmäßigen Beobachtungen um 7 Uhr morgens und 12 Uhr mittags sind in Abb. 5 die Wasserstandskurven für die Hauptpegel der unteren Weichselstrecke, und zwar für die Zeit vom 1. bis 20. Juli 1925 untereinander aufgetragen worden. Bei einem Vergleich dieser Linien erkennt man auf den ersten Blick, daß die Thorner Wasserstandskurve eine wesentlich höhere Spitze der Hochwasserwelle aufweist als die übrigen. Die Größe der Senkung läßt sich nun leicht durch Auflegen der Thorner Wasserstandskurve auf eine für den Strom unterhalb der Bruchstelle geltende Kurve erhalten. Da die Stromverhältnisse, insbesondere die Breite des Stromschlauches und die Breite des Hochwasserbettes an den betreffenden Stellen ungefähr die gleichen sind, so stellt der Höhenunterschied der beiden Kurvenspitzen die entstandene Spiegelsenkung dar. Letztere beträgt z. B. für den Pegel Schulitz 0,45 m und für den Pegel Kurzebrack 0,40 m. Dieses Ergebnis stimmt also recht gut mit dem vorhin rechnerisch erhaltenen überein.

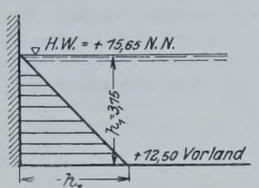


Abb. 6.

Um schließlich eine Vorstellung von der durch die Spiegelsenkung verursachten Entlastung des Deiches zu erhalten, soll beispielsweise der Wasserdruck auf den Deich der Marienwerderschen Niederung, und zwar in der Nähe der Pegelstelle Kurzebrack untersucht werden. Der Deichfuß bei Kurzebrack liegt auf etwa + 12,5 N.N. Ohne den Deichbruch bei Scharnau hätte der Höchststand am Pegel Kurzebrack + 5,25 + 0,40 = + 5,65 m betragen. Da P. N. = + 10,002 N. N. ist, hat der Wasserspiegel auf:

$$+ 10{,}002 + 5{,}65 = + 15{,}65\ \text{N. N.}$$

gelegen. Mithin ist $h_1 = 15{,}65 - 12{,}50 = 3{,}15$ m (vergl. Abb. 6).

Es ist dann der Wasserdruck:

$$W_1 = {}^1/_2\,h_1^2 \cdot \gamma = {}^1/_2 \cdot 3{,}15^2 \cdot 1000 = 4961\ \text{kg/m}.$$

Bei Berücksichtigung der Absenkung von 0,40 m durch den Deichbruch ist dagegen

$$h_2 = 3{,}15 - 0{,}40 = 2{,}75\ \text{m und}$$
$$W_2 = {}^1/_2 \cdot 2{,}75^2 \cdot 1000 = 3781\ \text{kg/m}.$$

Die Entlastung des Marienwerderschen Deiches durch den Deichbruch hat mithin $4961 - 3781 = 1180$ kg/m oder rd. 1,2 t für 1 lfd. m Deichlänge betragen. Aus obigen Darlegungen geht somit hervor, daß die durch den Deichbruch für die unterhalb Scharnau gelegenen Deichstrecken hervorgerufene Entlastung größer gewesen ist, als man auf den ersten Blick bei einer nur oberflächlichen Prüfung anzunehmen geneigt ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Bohrpfahlgründung in erhitztem Boden.

Von Dr.-Ing. **Otto Mast,** Reg.-Baumeister a. D.

Eine an sich einfache Bohrpfahlgründung soll nachstehend kurz beschrieben werden, da sie unter nicht allzuhäufig auftretenden Bedingungen durchgeführt wurde, deren Erfüllung immerhin einige Beachtung beanspruchen dürfte.

An einem Fabrikgebäude der Grube Ilse in Senftenberg zeigten sich an einer Ecke erhebliche Senkungen, die den Bestand des Bauwerkes gefährdeten. Dieses war eine normale Fabrikhalle aus Mauerwerk und stand mit der üblichen unmittelbaren Gründung auf fester, stark mit Sand durchsetzter Braunkohle, die im allgemeinen in der dortigen Gegend als durchaus tragfähig anzusehen ist. Hart an der gefährdeten Ecke führte in gewisser Tiefe der — früher erbaute — Hauptfuchs der Fabrikanlage vorbei, der infolge der in seinem Innern dauernd herrschenden Heizgastemperatur das umgebende Erdreich in hohem Maße erwärmte. Da man in einem Probebohrloch Temperaturen bis zu 60 ° festgestellt hatte, glaubte man, daß der Boden, soweit er aus Braunkohle bestand, ausgedörrt und gewissermaßen langsam verbrannt sei und daher unter der Last des Gebäudes nachgegeben habe. Dessen Tiefergründung in Schichten, die der Hitze des Fuchses nicht mehr ausgesetzt waren, ließ sich nur mit Bohrpfählen durchführen, da eine Tieferführung der unmittelbaren Gründung wegen der damit verbundenen Möglichkeit ausschied, daß bei den Schachtarbeiten der Fuchs irgend einer Beschädigung oder Störung ausgesetzt würde. Eine Betriebsunterbrechung dieser Anlage mußte aber unbedingt vermieden werden. Auch ein Kostenvergleich ergab die Unterfangung mit Bohrpfählen als wirtschaftliche Lösung.

Für die Gründung wurden Bohrpfähle „Bauweise Michaelis-Mast" gewählt, deren Wesen bekanntlich darin besteht, daß in den Bohrrohrstrang eine dichtschließende Fußplatte versenkt wird, die mit der Pfahlbewehrung fest verbunden ist. Während der Absenkung wird plastischer Beton aufgegeben, bis schließlich das Bohrrohr in voller Höhe gefüllt ist; die unter der Fußplatte eingeschlossenen Luft- und Grundwassermengen entweichen durch ein in die Fußplatte eingesetztes und bis obenhin reichendes Gasrohr. Ist der Pfahl ganz gefüllt, so wird die Betonsäule auch oben abgedichtet und mittels einer Druckhaube nebst Handpumpe einem Wasserdruck von rd. 10 at ausgesetzt. Dieser bewirkt, daß der plastische Beton nach unten und seitlich in den nachgebenden Boden hineingepreßt und gleichzeitig das Bohrrohr nach oben gedrückt wird. Diese Einpressung in den Boden ließ gerade im vorliegenden Falle den „Michaelis-Mast-Pfahl" als besonders geeignet erscheinen, was auch durch den Verlauf des Baues bestätigt wurde. Als vorteilhaft erwies sich der geringe Platzbedarf der Baugeräte, der nur eine kurze Stillegung der im Gebäude befindlichen Maschinen nötig machte.

Ehe nun an die Ausführung des Planes geschritten wurde, der die Bohrung von etwa 60 Stück Pfählen mit je 25 t Tragfähigkeit und 5 bis 10 m Länge vorsah, mußte noch eine besondere Schwierigkeit behoben

werden. Die obenerwähnten hohen Temperaturen sowie das Fehlen von Wasser in den durchfahrenen, sehr hygroskopischen Schichten ließen befürchten, daß der eingepreßte Beton das zum Abbinden und Erhärten nötige Wasser in kürzester Frist abgeben und somit die erforderliche Festigkeit nicht erreichen würde. Ein Annässen der Bodenschichten insgesamt wurde für unzweckmäßig gehalten, da bei diesem Verfahren möglicherweise aus der Braunkohle Stoffe ausgelaugt und an den frischen Beton herangeschwemmt werden konnten, die diesem schädlich waren. Für die demnach sich ergebende Forderung, dem Beton das nötige Wasser vom Pfahlinnern her zuzuführen, wurde folgende, in der praktischen Anwendung äußerst einfache Lösung gefunden. Da das obenerwähnte, für die Grundwasserabführung bestimmte Gasrohr hier nicht erforderlich war, wurde es durch einen Drainrohrstrang ersetzt, der aus Rohren der kleinsten handelsüblichen Größe bestand. Dieser Strang stand stumpf auf der Fußplatte; seine einzelnen Glieder wurden durch leichte Verknüpfung mit der Pfahlbewehrung in ihrer Lage gehalten. Überdies wurde während der eigentlichen Pfahlherstellung noch ein Stab (z. B. ein mehrfach durchbohrtes Gasrohr) in die so geschaffene Röhre gesteckt, um ihr mehr Halt zu geben und ein übermäßiges Verschieben der Rohre zu verhindern, wodurch Beton in das „Bewässerungsrohr" hätte eindringen können. — Die ganze Anordnung sollte so wirken, daß durch die Fugen des Drainrohrstranges sowie durch die porigen Wände hindurch das Wasser in der ganzen Höhe des Pfahles dem Beton in beliebiger Menge und während beliebiger Zeit zugeführt werden konnte. Der Rohrstrang wurde eine Woche lang offen belassen und täglich ein- bis zweimal aufgefüllt, wobei ziemlich erhebliche Wassermengen verbraucht wurden; nach Ablauf dieser Frist wurde auch er ausbetoniert, so daß der Pfahlkörper doch nachher keinen Hohlraum aufwies. Das Verfahren hat sich durchaus bewährt; Setzungen am Gebäude sind weiterhin vollkommen ausgeblieben. Die beabsichtigte Herstellung eines Probepfahles ließ sich leider nicht durchführen, weil dessen Freischachtung wiederum die Betriebssicherheit des Fuchses in hohem Maße gefährdet hätte.

Endlich ist noch über eine bemerkenswerte Erscheinung zu berichten, die erkennen ließ, daß die eingangs erwähnten Vermutungen über die Ursache der Setzungen nicht ganz richtig waren, ohne daß jedoch hiervon die Zweckmäßigkeit der Ausführung berührt wurde. Beim Bohren wurden die erwarteten Schichten verbrannter oder zermürbter Braunkohle nicht gefunden; dagegen verschwand beim Pressen die Betonsäule aus dem Rohr fast vollständig, sobald dieses etwas angehoben wurde und so dem Beton den Weg in den Boden freigab. Bei etlichen Pfählen mußte nach und nach die fünffache Füllung eingebracht werden, bis die Oberfläche des Betons ungefähr ihre Höhenlage beibehielt. Die Gruppierung der Pfähle, an denen die Erscheinung besonders stark auftrat, legte die Vermutung nahe, daß man es mit einem alten Stollen, Abzugkanal oder dergl. zu tun hatte, der infolge ungenügenden Versatzes lose gelagerten Boden, vielleicht auch Hohlräume aufwies. Ob und zu welchem Zeitpunkt ein derartiger Stollen gebaut bezw. verlassen und verfüllt worden sei, war nicht bekannt und ließ sich auch nicht feststellen. Für die aufgetretenen Setzungen war auch so eine Erklärung gefunden. Jedenfalls war durch die Anwendung von Preßbetonpfählen die Ursache der Setzungen einwandfrei und gefahrlos beseitigt, während es nicht ausgeschlossen erscheint, daß bei einer anderen Ausführungsweise Störungen durch die zunächst unbekannten Hohlräume usw. aufgetreten wären.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin W 66.) Das am 10. August ausgegebene Heft 15 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt F. A. Libra: Siedlung Horni Lom bei Brüx. — Architekten Gebr. Eckert: Neuere Bauten. — Architekt Reg.-Baumeister Ernst Stahl: Haus in Düsseldorf. — Gesetzgebung.

Verstärkung einer Eisenbahnbrücke der Great Northern Bahn über den Columbia River östlich von Wenatchee, Wash. Nach einem Bericht von H. S. Loeffler in „Eng. News-Rec." vom 8. April 1926 stammt die zu verstärkende alte, im ganzen rd. 267,40 m lange Brücke aus den Jahren 1892/93. Sie besteht, wie Abb. 1 gestrichelt zeigt, aus einer Hauptöffnung (Trogbrücke von l = rd. 127 m), einem seitlichen Überbau (Fahrbahn oben l = rd. 76 m) und westlich aus einer Gerüstbrücke. Der Pfeiler zwischen der Hauptöffnung und der östlichen Seitenöffnung bestand im oberen Teil aus einem A-förmigen eisernen Fachwerkbock und gemauertem Unterbau. Das westliche Auflager der Hauptöffnung ruhte auf einer Pendelstütze. Der Baugrund ist Fels.

Die ursprüngliche Brücke war berechnet für den Lastenzug Cooper E 35.

Infolge der starken Zunahme der Verkehrslasten mußte man sich zu einer Verstärkung der Brücke entschließen, und zwar derart, daß das neue Bauwerk einen Lastenzug Cooper E 70 aufnehmen kann.

Die Verstärkung der Hauptöffnung geschah, wie auch aus Abb. 1 u. 2 hervorgeht, in der Weise, daß der alte Überbau durch einen neuen von ähnlichen Abmessungen ergänzt wurde, wobei seine Hauptträger etwa 1,52 m außerhalb der alten, seine Gurtungen 2,44 m unter den entsprechenden alten liegen, so daß die neuen Querträger unter den alten hindurch gehen können. Der neue Überbau besitzt Portale, einen oberen und einen unteren Windverband und zwischen den Pfosten Hauptträger-Querversteifungen. Zwischen diesen und den Pfosten des alten Überbaues wurde ein Zwischenraum von 75 mm gelassen. Die neuen Querträger sind für die Lasten Cooper E 35 berechnet und, wie Abb. 2 zeigt, mit den alten Querträgern so verbunden, daß sie gemeinsam die erhöhten Lasten tragen.

Der oben erwähnte eiserne Fachwerkbock des Pfeilers zwischen der Hauptöffnung und der östlichen Seitenöffnung wurde mit Beton ummantelt und so verbreitert, daß er für die Auflagerung des neuen Überbaues der Hauptöffnung genügt. Dessen westliches Ende wird durch eine neue Pendelstütze getragen, wobei zwischen der alten Pendelstütze und den Querverstrebungen der neuen ebenfalls ein Spielraum von 75 mm gelassen wurde.

Für die Aufstellung des neuen Überbaues kam wegen der großen Wassertiefe und der nicht genügenden Tragfähigkeit der alten Brücke nur der freie Vorbau in Betracht. Um den Verbrauch an Eisen für reine Aufstellungszwecke einzuschränken, wurden die Gegengewichtsträger (Abb. 1) so ausgebildet, daß sie in der Hauptsache wieder verwendet werden konnten. Die östlichen wurden nachträglich an anderer Stelle für die Hauptträger einer neuen Brücke verwendet. Aus den westlichen wurde nachträglich der unten beschriebene neue dritte Hauptträger für den östlichen Überbau gebildet.

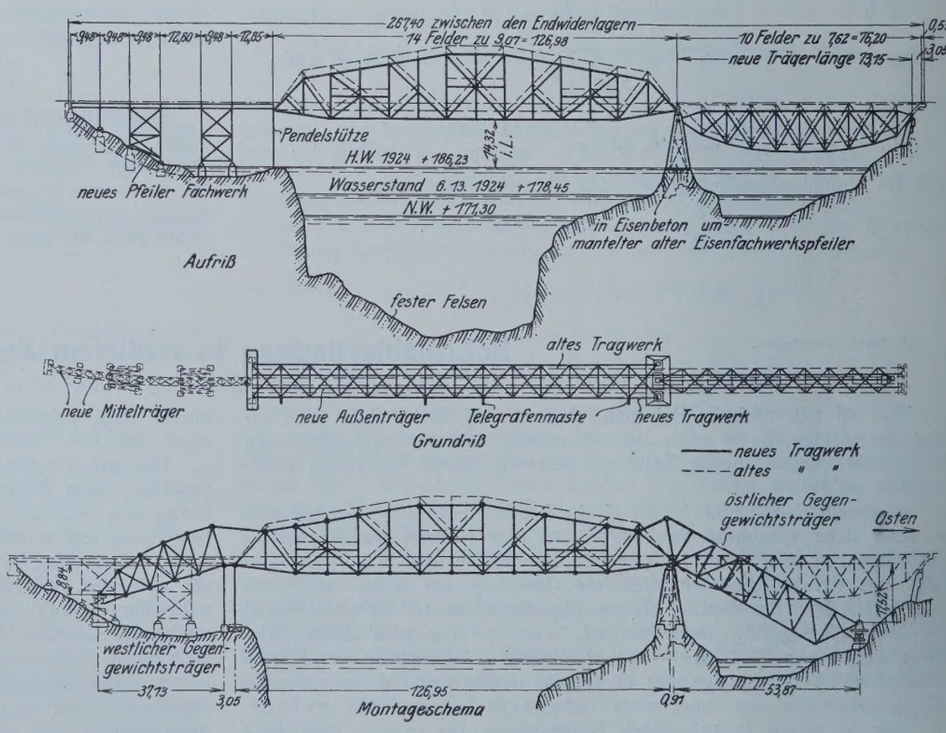
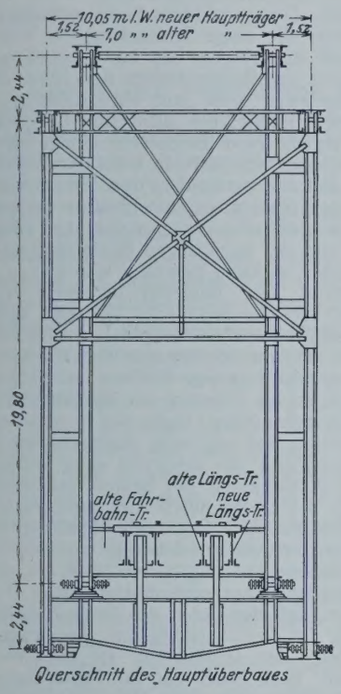


Abb. 1.

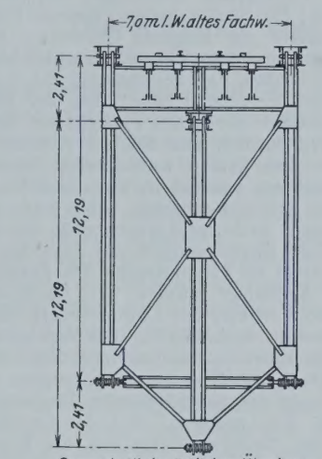
Der Zusammenbau der erwähnten Gegengewichtsträger geschah auf festen Holzgerüsten. Da ihre Eigenlast als Gegengewicht für den freien Vorbau noch nicht genügte, wurde dieser durch Aufbringung von Eisenbahnschienen auf besondere Träger an den Enden der Gegengewichtsträger erheblich über den rechnerisch notwendigen Wert erhöht. Diese und je zwei Felder des Überbaues der Hauptöffnung wurden mit Hilfe von Lokomotivkranen montiert, sein übriger Teil mit Hilfe von zwei fahrbaren

eisernen 12-t-Schwenkmasten (je zwei Maste von 20 m Länge), die mittels hölzernen Unterbaues auf dem Obergurt der neuen Hauptträger aufgelagert und verankert waren. Die entsprechenden vier Winden waren in Gleishöhe aufgestellt. Die neuen Trägerteile wurden in Plattformwagen den Schwenkmasten zugebracht, die sie durch den oberen Teil des alten Überbaues hindurch an die Verwendungsstelle hoben. Das Einrichten der vorgebauten neuen Hauptträger in der senkrechten Ebene geschah durch je vier Wasserdruckwinden an den Enden der Gegengewicht-



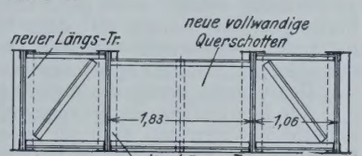
Querschnitt des Hauptüberbaues

Abb. 2.



Querschnitt des östlichen Überbaues

Abb. 4.



Verstärkung der Längsträger

Abb. 3.

träger. Zum Zusammenschluß der Hauptträger dienten außerdem Schraubenspindeln, die am Ende des westlichen Gegengewichtsträgers angeordnet waren.

Sobald der neue Überbau in der Lage war, seine Eigenlast aufzunehmen, und alle Trägerstöße genietet waren, wurden ohne einen allzugroßen Zwang überall zwischen der Unterkante der alten Gurtung und der Oberkante der neuen Querträger genau passende Stahlstücke eingezogen, wobei man durch Spannungsmessungen am Untergurt der alten und neuen Hauptträger sich überzeugte, daß der neue Überbau keinen zu großen Anteil von der ständigen Last bekam. Alsdann wurden die Verbindungsstäbe zwischen den alten und neuen Querträgern und die Verbindungen zwischen den Querverstrebungen des alten und des neuen Überbaues hergestellt (Abb. 2).

Die alte Brücke wies vier Längsträger auf, außer zwei für E 35-Lastenzug bemessenen Hauptlängsträgern daneben zwei Nebenträger. Die letztgenannten wurden gegen neue Hauptlängsträger ausgewechselt, ebenso stark wie die alten und mit diesen durch vollwandige Querschotten verbunden (Abb. 3).

Die Verstärkung des östlichen Überbaues geschah durch Einziehen eines weiteren, schon oben erwähnten Hauptträgers in der Brückenachse (Abb. 4). Er liegt 2,41 m tiefer als die alten Träger und wurde für den Lastenzug Cooper E 35 berechnet, für den auch die beiden alten Träger dieser Öffnung zusammen entworfen waren. Auch dieser Überbau

Abb. 5. Columbia River-Brücke.

entspricht nunmehr dem Lastenzug Cooper E 70. Montiert wurde auf einer hölzernen Rüstung. Auch hier wurde nach dem Ablassen eine Verbindung zwischen altem Querträger und dem neuen Obergurt des Hauptträgers sowie dieses mit den Querverbänden hergestellt.

Die westliche Gerüstbrücke wurde durch in der Brückenachse angeordnete neue Hauptträger von gleicher Höhe wie die alten und Stützen verstärkt. Auf der ganzen Länge wurden neue Wind- und Querverstrebungen vorgesehen.

Der Materialverbrauch für die gesamten Verstärkungsarbeiten beläuft sich auf 1470 m³ Beton und 8 ts Baustahl für den Unterbau; die Überbauten erfordern

für die Gerüstbrücke an der Westseite einschl. der Pendelstützen	190 ts
„ „ Hauptöffnung	940 ts
„ „ östliche Seitenöffnung	240 ts
„ „ Aufstellungsarbeiten	440 ts
zusammen	1810 ts

Von den für die Montage erforderlichen 440 ts (je = 0,907 t) konnten — wie im vorstehenden mitgeteilt — 228 ts wieder verwendet werden, 152 ts hatten nur noch Schrottwert. Abb. 5 zeigt das Bild der Brücke.

M.-L.

Schwebende Bahnen und ihre Bedeutung. Die am 5. Juli stattgefundene Eröffnung der Zugspitzbahn[1]) gibt Anlaß zu folgenden geschichtlichen Ausführungen über die Schwebebahnen.

In den letzten Jahrzehnten hat der Bau schienenloser Bahnen erhebliche Fortschritte zu verzeichnen. Die erste deutsche Hängebahn für den Personenverkehr ist wohl die berühmte Schwebebahn Barmen—Elberfeld—Vohwinkel. Sie kann soeben auf ein 25jähriges Bestehen zurückschauen. Aus dieser Bahn hat sich alsbald die erste Bergschwebebahn in Loschwitz herausgebildet. Wenn auch allenthalben behauptet wird, die Seilbahnen seien von dem Erbauer der Elberfelder Bahn, Feldmann, erfunden, so ist diese Anschauung nur bedingt richtig, denn die Geschichte dieser Bahnen zeigt, daß den Völkern des Ostens eine ähnliche, wenn auch primitivere Förderart schon frühzeitig bekannt gewesen ist. Richtig ist dagegen, daß sich deutsche Firmen seit Erfindung des Tragseils im Jahre 1834 um die Ausbildung der schwebenden Bahnen mit dem endlosen, bei dem „deutschen System" immer im gleichen Sinn umlaufenden Zugseil besonders verdient gemacht und sie zu Wunderwerken der Technik entwickelt haben. Zu den bedeutsamsten Bauwerken aus den Kindheitsjahren dieser Technik gehört die von Bleichert in den wilden argentinischen Kordilleren erbaute, 35 km lange Seilschwebebahn mit 3500 m Steigung und Spannweiten von 320 bis 850 m. Diese Bahn befördert vornehmlich hochwertige Erze, Grubenbedarf, Wasser sowie in besonderen Wagen Post und auch Personen. Für industrielle Unternehmungen, insbesondere beim Bergbau und Hochofenbetrieb, haben derartige Fördereinrichtungen als Großseilbahnen oder Schwebelastbahnen in neuerer Zeit wegen ihrer großen Vorzüge weite Verbreitung gefunden. Auch als Mehrseilbahnen mit vierrädrigen Laufwerken, Gichtseilbahnen, Elektroseilbahnen und Haldenseilbahnen kommen sie vielerorts zur Verbilligung der Förderkosten in Anwendung. Eine der wichtigsten deutschen Seilbahnen ist die von Pohlig auf das in 1600 m Meereshöhe gelegene Molybdänbergwerk (unterhalb der Alpspitze bei Partenkirchen) im Höllental erstellte. Sie ist wagerecht 2300 m lang und überspannt die Höllentalklamm im freien Bogen von 650 m (wagerecht gemessen). Sie wird heute übertroffen durch die 3380 m lange Seilbahn auf die Zugspitze.

Im alten Österreich hat man bereits mehrere derartige Bahnen, z. B. auf den Wendl, den Virgl, das Virgiljoch, den Kohlerer und den Haflinger Berg, gebaut. Eine Bahn von der Bedeutung der Zugspitzbahn ist jedoch nicht vorhanden. In der Schweiz gibt es eine Hängebahn bei Grindelwald nach dem Wetterhorn, sie ist mit nur 420 m Höhe ein Spielzeug gegen die im Bau begriffene Schwebebahn auf den 4807 m hohen Montblanc. Bereits im Jahre 1909 begonnen, infolge des Krieges bis 1922 unterbrochen, dürfte der zweite Bauabschnitt bis Les Glaciers bald vollendet werden. Die Gesamtlänge wird 5650 m bei einer wagerechten Entfernung von 4952 m betragen. Die Steigung zwischen den einzelnen Haltestellen schwankt zwischen 41 und 72 %. Für den oberen Abschnitt ist sie noch nicht festgelegt. Die 4 m voneinander entfernten Linien der Bahn haben Tragseile aus 250 Tiegelgußstahldrähten von 3 mm Stärke. Jeder Wagen hängt an vier Rädern.

Noch weit längere Seilbahnen baut man zurzeit in Südamerika, und zwar eine in Kolumbien bei La Dorata-Viletta mit 70 km, eine zweite bei Mariquita mit 74 km und eine dritte bei Cucata-Gamarra von 140 km Länge. Sie sind sämtlich für Lastentransporte und Personenbeförderung vorgesehen. Die erstgenannte Bahn kostet rd. 150 000 R.-M./km, also insgesamt rd. 10 Mill. R.-M. Die Anlagekosten der 140 km langen Schwebebahn sind auf rd. 17 Mill. R.-M. veranschlagt. Die Trasse der Bahn von Mariquita ist wohl eine der interessantesten. Ihr Ausgangspunkt befindet sich in 400 m Höhe. Nach einer Länge von 52 km steigt sie auf 3600 m Höhe an, um sich dann nach Überschreitung der östlichen Andenkette auf den 22 km entfernt liegenden Endpunkt in 2050 m zu senken. Die Zugstraße mußte, da verschiedene Orte von der Bahn berührt werden sollten, Abweichungen aus der geraden Richtung erhalten. 440 Stützen in Holz- und Eisenkonstruktion von 6 bis 66 m Höhe und Spannweiten bis 966 m dienen zur Aufnahme des 66 mm starken Drahtseiles, dessen Bruttobelastung 160 kg/mm² beträgt. Die Seilgeschwindigkeit ist 2 m/Sek. und die Leistung 20 000 kg/Std. Das Nutzgewicht der Wagen beträgt 300 kg, die Nutzlast darf, wenn zwei Wagen zusammengekuppelt werden, bis auf 500 kg steigen.

Die staunenswerten Erfolge im neuzeitlichen Seilbahnbau, für den es keinerlei Hindernisse mehr gibt, haben allenthalben Pläne für schienenlose Bahnen auf alpine Gipfel heraufbeschworen. Die Bahn auf die

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1926, Heft 32, S. 477.

Rax-Alpe ist hiervon bereits in Betrieb. Geplant sind Seilbahnen auf das Nebelhorn, die Kanzel der Görlitzengruppe, den Arlberg bei Zürs, den Pfänder und Flexenpaß, ferner auf den Untersberg, Blomberg, Stauffen, Dachstein und sogar auf die Alpspitze, den Herzogstand u. a. m.

Der Gedanke der Erbauung einer Bergbahn auf die Zugspitze ist mit der neuen Seilbahn noch keineswegs zur Ruhe gekommen. Es wird angenommen, daß diese den einsetzenden Massenverkehr nicht bewältigen kann. Aus diesem Grunde ist erst kürzlich eine Zahnradbahn konzessioniert worden. Mit diesem System soll bei einer Förderleistung von 1800 Personen stündlich allen Anforderungen entsprochen werden.

Die Erbauung derartiger Bahnen war erst möglich durch die Riggenbachsche Erfindung der Leiterzahnstange, der Abtschen Vereinfachung der Zahnstange und der ausgefrästen Eisenbahnschiene von Strub. Da man mittels einer Zahnstange Neigungen von 1:4 zu überwinden vermag, lassen sich die künstlichen Längenentwicklungen vermeiden, die die Gebirgsbahnen in den Tälern der Mittel- und Hochgebirge benutzen, um allmählich die Gipfel der zu erklimmenden Bergriesen zu erreichen. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 6 bis 12 km/Std. zu Berg, bergab aus Sicherheitsgründen vielenorts weniger. Der Bremsung wird besondere Achtung geschenkt. Die erste Bergbahn wurde bereits in den 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts auf den Rigi gebaut. Nach ihrem Muster sind in den folgenden Jahren zahlreiche weitere Bergbahnen angelegt. Die steilste Bahn mit 1:2 Größtsteigung ist die auf den Pilatus. Die Lachersche Zahnstange wurde für diese Bahn eigens konstruiert. Als Antrieb für Zahnradbahnen wurden früher Dampflokomotiven benutzt, heute sind elektrische Lokomotiven in Anwendung.

Bergwerksdirektor Fr. W. Landgraeber, München.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 29. Einsturz einer Eisenbetondecke. In einer größeren Stadt wurde eine Fabrik in Eisenbeton neu gebaut, dazu gehörte ein großer Raum für Holzbearbeitung von 1500 m² Grundfläche. Letztere wurde durch rechteckige Eisenbetonsäulen in einzelne Felder geteilt; in der Westostrichtung standen die Säulen in Entfernungen von 8 m und senkrecht dazu in Entfernungen von 7,5 m. Über den Säulen lagen in der Westostrichtung kräftige Unterzüge in etwa 4,30 m Lichthöhe, zwischen diesen in Abständen von 2,67 m waren Querträger aus Eisenbeton eingelegt, die vorher fertiggestellt waren und vor dem Betonieren der Unterzüge hochgewunden und eingelegt wurden. Darüber war ein flaches Eisenbetondach mit mehreren langen Oberlichtkasten. Das Betonieren der Säulen fand zwischen dem 9. und 20. März während sehr ungünstiger Witterung statt, da von seiten des Bauherrn stark auf eine baldige Fertigstellung des Bauwerks gedrängt wurde. Am 9. März war 1° Kälte; es blieb Frost bis zu —3° am 19. März. Der Boden war also gefroren und taute während der wärmeren Stunden tagsüber nicht auf. Während des Betonierens am 20. März herrschte +3° als niedrigste und +16° als höchste Luftwärme, nach den Eisenbetonbestimmungen von 1916 durfte somit betoniert werden. Am 21. März war wiederum —1°, ebenso am 22. März, am 24. und 25. März waren —5°, so daß während der Abbindezeit der Beton unter der Kälte gelitten haben muß. Am 11. und 12. April wurden die Unterzüge an der in Betracht kommenden Stelle betoniert. Die seitliche Schalung der Säulen und der Unterzüge ist frühzeitig weggenommen worden. Der Vertreter des Bauherrn machte den Bauführer A. darauf aufmerksam, daß die in den Plänen mit *E* bezeichnete Säule, die übrigens eine kräftige Aussparung zum Einlegen eines Regenrohres hatte und am 20. März hergestellt war, offenbar schlecht betoniert war. Das Gefüge war sehr grobkörnig, und die Hohlräume zwischen den groben Kieselsteinen waren nicht mit Beton ausgefüllt; die beiden äußeren Rundeisen der Säulen lagen ganz frei; die beiden inneren waren sichtbar; einzelne Kiessteine ließen sich mit der Hand losbröckeln. Der Bauleiter B. wurde außerdem auf eine schadhafte Stelle am Kopfe einer anderen Säule aufmerksam gemacht. Zwei Tage später waren diese schlechten Stellen ausgebessert. Inzwischen war auch die Decke betoniert, und man hatte zur Beförderung der nötigen Baustoffe Gleise und Drehscheiben darauf gelegt, auf denen Kieswagen geschoben wurden. Mit der Ausschalung der Unterzüge wurde etwa am 23. April, also viel zu früh, begonnen. Nach den Bestimmungen dürfen wohl die seitlichen Schalungen nach drei Tagen beseitigt werden, nicht aber die unteren tragenden Bohlen und ihre Unterstützungen. Hier nahm man aber auch die Stützen heraus und stellte dann neue Notstützen darunter, weil man eben auch die Balkenbodenschalung, offenbar behufs baldiger Wiederbenutzung, herausbringen wollte. Als der Baupolizeibeamte dies erfuhr, ließ er das Ausschalen einstellen. Trotzdem wurde weiter ausgeschalt, und als dies dem Baupolizeibeamten bekannt wurde, veranlaßte er wenigstens, daß das nachträgliche Einsetzen der Notstützen sachgemäßer vorgenommen wurde, als der Polier es bis dahin ausgeführt hatte. Nach Aussage des Poliers war am Nachmittage des Unfalltages der in Betracht kommende Unterzug vorschriftsmäßig neu gestützt.

Am 25. April nachmittags, als von vielen Arbeitern am Boden der Halle und auf dem Dache gearbeitet wurde, bemerkten mehrere Leute erst an einer Säule und gleich darauf auch an mehreren anderen, daß der Beton in etwa 50 cm Höhe losbröckelte, daß die Eisen sichtbar wurden und sich nach außen herausbogen. Ein Zimmerpolier versuchte noch im letzten Augenblick Notstützen zu setzen, als man bemerkte, daß auch schon die Decke in Bewegung kam. Auf einen lauten Warnungsruf stürzte alles ins Freie; nur zwei Arbeiter konnten sich nicht mehr rechtzeitig retten und wurden verletzt, davon einer so schwer, daß er kurz darauf gestorben ist. Im ganzen waren etwa 12 Säulen und rund 800 m² Decke eingestürzt; als erste war die obengenannte Säule *E* zusammengebrochen, obgleich sie schon 37 Tage alt war. Nach dem Einsturz hielt man es für ratsam, etwa 20 der stehengebliebenen Säulen zu entfernen und durch neue zu ersetzen; die darüber befindliche Decke ist dabei nicht eingestürzt, da man nunmehr natürlich für eine ausreichende Unterstützung der tragenden Balken gesorgt hatte. Die nach dem Unfall durch die Behörden angestellten Erhebungen ergaben, wie üblich, kein ganz einheitliches Bild der Vorgänge. Der Kies sei humushaltig gewesen, der Zement nicht ganz einwandfrei, die Art der Ausschalung zu rücksichtslos usw. Ein sehr angesehener Sachkenner, der am 27. April die Unfallstelle besichtigte, hat wohl das Richtige getroffen, wenn er sagte: Die Säulen haben erfrorene Füße. Der gerichtliche Sachverständige erstattete ein längeres Gutachten, dem die obige Schilderung der Vorgänge vor dem Einsturz hauptsächlich entnommen ist, und kommt zu dem Schluß, daß der mangelhafte Ersatz der Balkenstützen den Einsturz zeitlich verursacht habe; daß der Kies zwar nicht ganz einwandfrei gewesen sei, aber doch Festigkeiten liefern mußte, die nicht zum Einsturz führen durften, und daß der Arbeitsvorgang beim Betonieren mangelhaft war. Die Säulen waren beim Zusammenbruch nicht in normaler Weise zersplittert, sondern in Kies- und Sandkörner zermalmt; der Beton war somit schlecht erhärtet. Aber auch dies hätte nicht zum Einsturz führen können, wenn nicht gleichzeitig die wechselnden Eigenschaften und die geringe Zuverlässigkeit des Zements und die ungünstigen Witterungsverhältnisse als Hauptursache des Einsturzes wirksam gewesen wären.

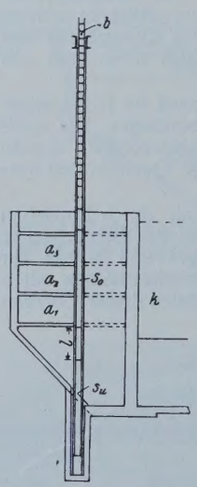
Angeklagt wurden der Bauführer A., der Bauleiter Ingenieur B., beide Vertreter der Unternehmerfirma, und der technische Vertreter des Bauherrn, Architekt C. Die Anklageschrift führt als Hauptursache die zu frühzeitige Ausschalung an, dadurch sei die besonders schlecht hergestellte Säule *E* zusammengebrochen und habe infolge Fehlens der Unterstützung der anschließenden Deckenträger den Einsturz der übrigen Teile nach sich gezogen. Bei der Gerichtsverhandlung sagte der bereits erwähnte Sachverständige aus, die Witterung sei ungünstig gewesen, trotzdem habe der Beton, auch nach Abrechnung der vielleicht allzu kalten Tage, Zeit zum Erhärten gehabt. Die Ausschalung der Säulen sei nicht zu frühzeitig erfolgt, wenn gleichzeitig die Decke durch Anbringen einer Stütze gesichert worden sei; dann hätte das Einstürzen einer Säule noch nicht den Zusammenbruch der Decke verursachen können, weil durch die Stützung noch genügend Halt dafür vorhanden gewesen wäre.

Das Gericht sprach die drei Angeklagten kostenlos frei.

Zur Begründung wurde angegeben, daß der Beton der Säule *E* zwar schlecht gewesen sei, doch sei gegen die Zuschlagstoffe und die Betonbereitung an sich nichts einzuwenden. Die Ausschalung sei zwar vor Genehmigung der Baupolizei begonnen, doch habe man die Sicherungsstützen dann nach Anordnung des Vertreters der Baupolizei eingesetzt. Beim Ausschalen selbst sei nicht bauwidrig verfahren. Der Unfall sei durch Zusammentreffen mehrerer Umstände, deren hauptsächlichste nicht aufzuklären seien, herbeigeführt. Der Amtsanwalt legte gegen das Erkenntnis des Schöffengerichts sogleich Berufung ein, die aber drei Jahre später vom Staatsanwalt zurückgezogen worden ist. L.-M.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Absperrvorrichtung für übereinanderliegende Becken, z. B. für Sparbecken einer Schleuse (Kl. 84a, Nr. 428296 vom 10. 10. 1924 von Dipl.-Ing. Hans Lenz in Eisenach). Um bei Schleusen mit Sparbecken eine besondere Absperrvorrichtung (Schütz) für jedes Becken zu ersparen und um den Wasserverbrauch und die Schleusungsdauer den örtlichen Verhältnissen anzupassen, ferner um die Bedienung der Anlage zu vereinfachen und zu verbilligen, wird für sämtliche Becken in jedem Schacht nur ein gemeinsames Schütz mit einer Öffnung verwendet, durch die beim Heben oder Senken des Schützes sämtliche Becken entleert oder gefüllt werden. Das Schütz *s* besitzt eine regelbare Öffnung *l*. Für die Regelung des Abstandes *l* kann das untere Schütz s_u mit dem Zahnradgestänge *b* fest verbunden und das obere Schütz s_o durch Zapfen *z* in Zapfenlöcher eingehängt sein. Um die Kammer zu füllen, wird das Schütz nach oben gezogen, so daß das Wasser aus Becken a_1 in die Kammer *k* strömt. Bevor jedoch das ganze Wasser aus a_1 geströmt ist, beginnt bereits das obere Schütz das Becken a_2 freizulegen, so daß gleichzeitig Wasser aus a_1 und a_2 strömt. Während das obere Schütz das Becken freigibt, schließt das untere Schütz die Kammer gegen das Becken ab.

INHALT: Die Talsperrenanlage bei Boberröhrsdorf. — Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl & Hansmann, Autogengasakkumulatoren, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien. (Schluß.) — Der Deichbruch bei Scharnau an der Weichsel im Juli 1925. — Bohrpfahlgründung in erhitztem Boden. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Verstärkung einer Eisenbahnbrücke der Great Northern Bahn über den Columbia River östlich von Wenatchee, Wash. — Schwebende Bahnen und ihre Bedeutung. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 20. August 1926 Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirkung von Seespiegelabsenkungen.

Von Dr. **Jos. Knauer,** Landesgeologe und Privatdozent an der Technischen Hochschule München.

Das Bestreben nach möglichst wirtschaftlicher Ausnutzung der vorhandenen Wasserkräfte führte immer mehr dazu, mit der Errichtung von Kraftwerken auch die Anlage von Speicherbecken zu verbinden, um womöglich für den Jahresausgleich oder wenigstens für den Tagesausgleich Spitzenkraft zur Verfügung zu haben. Speicherbecken können gewonnen werden entweder durch Abriegelung von Tälern mittels Talsperren oder durch die Benutzung von bereits vorhandenen Seebecken. In beiden Fällen bedeutet dies einen erheblichen Eingriff in die natürlichen Verhältnisse, der sich sowohl in der Veränderung der Grundwasserverhältnisse, als auch in der Störung der Gleichgewichtsverhältnisse der Uferzone äußert. Während bei dem Bau von Talsperren Gelände überflutet wird, ist bei der Umgestaltung von Seebecken zu Speicherbecken ein Aufstau über den bisherigen Wasserspiegel nur da möglich, wo keine Siedlungen am Ufer vorhanden sind, wie z. B. bei abgelegenen Hochgebirgsseen (Spullersee in den Lechtaler Alpen). Wo dagegen menschliche Siedlungen den Wald umsäumen oder aus anderen Gründen ein höherer Aufstau unmöglich ist, muß zu künstlicher Absenkung des Seespiegels gegriffen werden. Außerdem ist meist für die Bauzeit eine mehr oder weniger große zeitweise Absenkung des Seespiegels notwendig.

Die im letzten Jahrzehnt an einigen Alpenseen (Davoser See, Spullersee und Walchensee) vorgenommenen Absenkungen haben Erscheinungen z. T. katastrophaler Art gezeitigt, die gewisse Gesetzmäßigkeiten erkennen lassen und wertvolle Erfahrungen für die Beurteilung künftiger Seeabsenkungen darbieten.

Die durch die Absenkung hervorgerufenen Veränderungen sind von der Art der Gesteine und Ablagerungen des Ufergeländes abhängig. Während im allgemeinen alle diejenigen Teile des Ufers, die aus festen Gesteinen bestehen, wegen ihrer Standfestigkeit keine Veränderungen erleiden, unterliegen alle lockeren Ablagerungen eiszeitlicher und nacheiszeitlicher Entstehung (Moränen, Gehängeschutt, Deltaschotter, Strandgerölle und Seeschlick) mehr oder weniger tiefgreifenden Lagerungsstörungen oder Abtragungen. Diese Veränderungen können plötzlich eintreten und zu Katastrophen Veranlassung geben, oder langsam fortschreitend zu einem allmählichen Abbau der lockeren Gebilde führen.

I. Verschiedenartigkeit der lockeren Ablagerungen.

Die in den Seebecken und am Ufergelände vorhandenen Ablagerungen sind ihrem Alter nach diluvialer (eiszeitlicher) oder alluvialer (nacheiszeitlicher) Entstehung und meist gar nicht oder nur wenig verfestigt.

1. Moränenablagerungen. In denjenigen Seebecken, die während der Eiszeit von Gletschereis erfüllt waren, blieben nach dem Abschmelzen des Eises die Grundmoränenmassen als Auskleidung der Seebecken zurück. Das Material und das Gefüge der Grundmoränen ist sehr wechselnd. Im Gegensatz zu den im fließenden und stehenden Wasser abgelagerten Schottern sind die einzelnen Bestandteile der Moräne nicht nach ihrer Korngröße gesondert, sondern die einzelnen Geschiebe liegen regellos durcheinandergemengt meist in einer lettigen Grundmasse eingebettet. Auch die Menge der Geschiebe im Verhältnis zur Grundmasse ist stark wechselnd. Die Standfestigkeit des Moränenmaterials ist verhältnismäßig gut, da dieses durch den Druck der ehemals darüber gelegenen mächtigen Eismassen stark verdichtet wurde. Im trockenen Zustande ist die Moräne sehr hart und standfest, in durchfeuchtetem Zustande dagegen verliert sie infolge der lettigen Grundmasse an Festigkeit und besitzt deshalb den Angriffen des bewegten Wassers gegenüber geringe Widerstandskraft; an Standfestigkeit jedoch übertrifft sie die später zu besprechenden Schlickablagerungen wesentlich.

2. Gehängeschutt. An Gebirgsseen sammelt sich da, wo steile Felsenhänge die Seebecken umsäumen, der durch die Verwitterungsvorgänge sich bildende Schutt in Form von ausgedehnten Schutthalden am Fuß der Steilhänge an. Das Material des Gehängeschuttes ist meist kantig und wenig abgerollt. Die Größe und die Anordnung der Gesteinsbruchstücke ist unregelmäßig. Der Neigungswinkel der Schutthalden entspricht über Wasser ungefähr dem natürlichen Böschungswinkel; unter Wasser dürfte er wohl um ein geringes größer sein.

3. Deltaschotter. An denjenigen Stellen, wo Bäche in die Seebecken einmünden, lagern sich die von den Bächen mitgeführten Gerölle und Sande in Form von Schotterdeltas ab, die in den See hinein vorgebaut werden. Die Ablagerungen sind, wie alle vom bewegten Wasser abgesetzten Schotter, geschichtet, jedoch nicht wagerecht, sondern mit einem Einfallen gegen den See zu, da die Fortbewegungskraft des in den See einströmenden Wassers sehr rasch erlahmt, wodurch die Schotter ähnlich wie der Gehängeschutt mit steiler Neigung angeschüttet werden. Die Art und Korngröße der Gerölle hängt von der geologischen Beschaffenheit des Einzugsgebietes, von der Länge des Förderweges und von der Förderkraft des Wassers ab. Dementsprechend wechselt auch die Standfestigkeit der Deltaschotter. Wenig abgerollte, eckige Bruchstücke rauhen Gesteins erweisen sich wesentlich standfester als gut abgeschliffene Geschiebe eines glatten, weichen Gesteins. Allen Deltas gemeinsam ist aber die Unterlagerung des Deltakörpers durch feinkörniges, sandiges Material; denn während das gröbere Material unmittelbar bei der Bachmündung niederfällt, gelangt das feinere Material weiter hinaus und setzt sich mit schlickigem Material am Fuße des Deltakörpers ab. Beim allmählichen Hinauswachsen des letzteren in den See muß der Deltakörper deshalb über die an seinem Fuße entstehenden Sand- und Schlickablagerungen hinwegschreiten.

4. Seeschlick. Die wichtigste aller jüngeren lockeren Ablagerungen in den Seebecken ist der Seeschlick; denn er bildet in den meisten Fällen die Ursache für die zahlreichen Uferabbrüche, die sich aus Anlaß von Seespiegelabsenkungen ereigneten. Der Seeschlick kann sowohl

Abb. 1. Nischenförmige Uferabbrüche am Südufer des abgesenkten Walchensees.

Durch die Abbrüche ist die Art und der Aufbau der Uferablagerungen sehr gut aufgeschlossen worden. Oben ist die Ufergeröllzone sichtbar, die über den schräg abgeschnittenen Schlickablagerungen ausgebreitet ist. Der gebänderte Schlick ist stark seewärts geneigt. Unter dem Schlick liegt Grundmoräne (Aufnahme Dr. Heim).

organischen als auch anorganischen Ursprungs sein. Letztere Art entsteht aus dem Gesteinschlamm, dem feinsten Zerreibungs- und Abschwemmungsmaterial, das die Gewässer aus dem Einzugsgebiet mitnehmen und in Form von Feinsand und Flußtrübe in den See einführen, wo das feinste Material nicht sogleich im Bereich der Schotterdeltas niedersinkt, sondern im Wasser schwebend von den Strömungen verfrachtet wird und überall im See, besonders aber in der Tiefe und in den stillen Winkeln und ruhigen Buchten der Ufer langsam und ungestört als Schlamm sich ablagert. Die mineralische Zusammensetzung des anorganischen Seeschlicks richtet sich natürlich nach der Art der in den Einzugsgebieten der Seen vorhandenen Gesteinsarten. In Kalkgebieten ergibt sich ein kalkiger bezw. dolomitischer Schlick, während in tonigen und urgesteinsreichen Gebieten ein toniger quarziger Seeschlick entsteht. Der organische Seeschlick, der auch als Seekreide bezeichnet wird, ist eine Anhäufung kalkiger Überreste von Organismen (Kalkabscheidungen von Kalkalgen und Armleuchtergewächsen, sowie Schnecken- und Muschelschalen). Im feuchten Zustande ist die Seekreide vom anorganischen Seeschlick (Gesteinschlamm) nicht zu unterscheiden; auch verhalten sich beide in bezug auf Weichheit und Gleitungsfähigkeit gleich, weshalb sie unter der gemeinsamen Bezeichnung Seeschlick zusammengefaßt sind. Nur im ausgetrockneten Zustande kann man beide sicher unterscheiden, da die Seekreide infolge ihres großen Porenvolumens ein wesentlich geringeres spezifisches Gewicht besitzt, als der Gesteinschlamm. Im Schlick finden sich stellenweise auch Anreicherungen von pflanzlichen Überresten in Form von eingeschwemmten Stämmen, Zweigen und Pflanzenhäcksel vor, außerdem können sich an geeigneten Stellen auf dem Schlick auch Torfablagerungen finden.

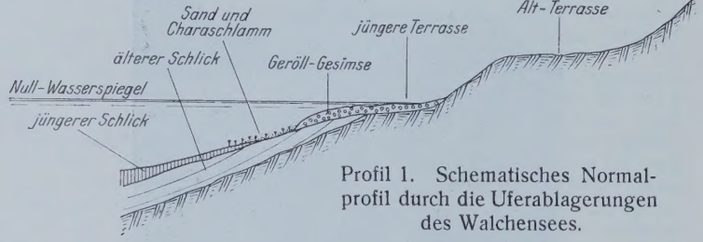
Die Schichtung des Schlicks ist meist eine steil nach dem See zu geneigte, wie es aus Abb. 1 ersichtlich ist. Der Einfallwinkel der Schichtung ist wechselnd und steht mit der Gehängeneigung des Untergrundes in Beziehung. Die schräge Schichtenneigung ist natürlich nicht ohne Einfluß auf die Standfestigkeit der Schlickablagerung; das Abgleiten einer Schlickmasse wird ohne Zweifel auf einer geneigten Schichtfläche leichter vor sich gehen als auf einer wagerechten, bezw. es wird sich eine Gleitfläche auf einer geneigten Schichtfläche leichter ausbilden als auf einer wagerechten.

Die Tiefenverbreitung des Schlicks ist nicht auf gewisse Teile eines Seebeckens beschränkt; er findet sich von der Strandlinie an bis in die größten Tiefen des Sees, er kleidet also das ganze Seebecken aus. Nur die Mächtigkeit schwankt an den verschiedenen Orten.

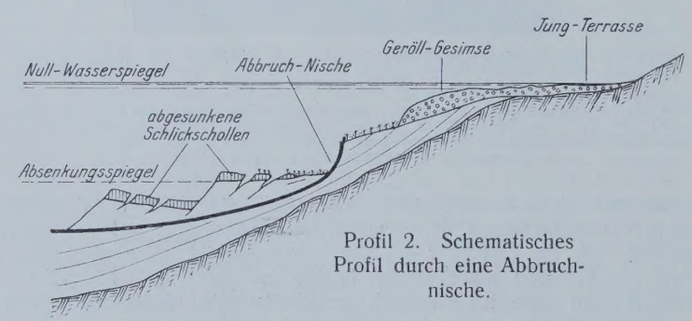
Ganz besondere Beachtung verdient der Umstand, daß die Spiegelhöhe vieler Seen während der ganzen Dauer ihres Bestehens nicht immer gleichgeblieben ist; meist sind die Seen früher ausgedehnter gewesen und ihr Spiegel ist höher gestanden. Dies bedingt, daß auch die Schlickablagerungen früher am Ufergelände höher hinaufgereicht haben. Diese Erscheinung konnte z. B. am Walchensee sehr deutlich beobachtet werden (s. Profil 1 der Profiltafel). Durch das spätere Absinken des Seespiegels wurden die höchsten Schlickpartien abgetragen und von einem wallförmigen Strandgeröllsaum überdeckt, der nunmehr das Vorhandensein eines Geröllstrandes vortäuscht. Erst durch die künstliche Absenkung des Walchenseespiegels konnte mit Sicherheit die früher schon vermutete Unterlagerung des Geröllwalles durch die tückischen Schlickablagerungen festgestellt werden. Auf Abb. 1 ist die Unterlagerung des Ufergerölles durch die schräg abgeschnittenen älteren Schlickablagerungen sehr gut zu sehen.

II. Absenkungsschäden und ihre Ursachen.

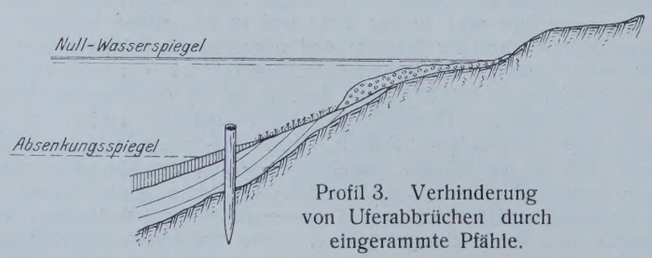
Die durch die Seespiegelabsenkungen eintretenden Uferschäden lassen sich in zwei Gruppen einteilen, nämlich in solche, die auf Ausgleich des gestörten Gleichgewichtes beruhen (statische Ausgleichbewegungen) und solche, die auf Ausgleich des bewegten Wassers zurückzuführen sind (erosive Abtragungen).



Profil 1. Schematisches Normalprofil durch die Uferablagerungen des Walchensees.



Profil 2. Schematisches Profil durch eine Abbruchnische.



Profil 3. Verhinderung von Uferabbrüchen durch eingerammte Pfähle.

Profiltafel.

1. Statische Ausgleichbewegungen. Zu ihnen gehören die schwersten auftretenden Uferschäden, da ihr Eintreten meist sehr rasch und unerwartet vor sich geht und in gewissen Fällen durch keine Vorbeugungsmaßregeln verhindert werden können. Weitaus die meisten Uferabbrüche bestehen auf dem Abgleiten von Seeschlick; denn er ist von allen in Seebecken vorkommenden lockeren Ablagerungen die am leichtesten bewegliche und in keiner Weise verfestigt. Die verhältnismäßig großen Porenräume sind mit Wasser erfüllt, die ganze Masse also wie ein Schwamm angesaugt. Der Reibungswiderstand innerhalb der teigigen Masse ist gering, so daß sich bei etwa auftretenden Spannungen sehr leicht Ablösungs- und Gleitfugen ausbilden können. Besonders muß eine etwaige steile Schichtenneigung im Schlick der Uferzonen für die Herausbildung von Gleitbahnen fördernd einwirken. Die meist senkrechten oder steilen Ablösungsflächen im Hintergrunde von Abbruchnischen dagegen haben mit den Schichtflächen keine Beziehungen, sondern durchschneiden sie schief und lenken erst in größerer Tiefe in die längs einer Schichtfläche verlaufenden Gleitbahnen ein (s. Profil 2 der Profiltafel).

Infolge der Ablagerung des Schlicks im ruhigen Wasser befindet sich die ganze Masse mehr oder weniger im labilen Gleichgewicht. Es genügt daher oft schon ein kleiner Anstoß oder allzu starke Mächtigkeitszunahme des Schlicks, um ihn zum Abgleiten zu bringen. Dabei ist oft keine starke Gehängeneigung der Seehalde erforderlich. So berichtet der Schweizer Geologe Arn. Heim,[1]) daß die mittlere Böschung im Zuger See, in welchem am 5. Juli 1887 ein Schlickabgleiten mit gleichzeitigem Uferabbruch und Versinken von 20 Häusern stattfand, nur 4,4 % betragen habe. Auch im Züricher See bei Horgen kamen im Jahre 1875 die an steiler Seehalde angelagerten Schlickmassen (durch künstliche Aufschüttung befördert) ins Gleiten, wobei die Abbruchfläche sich nicht auf die Uferzone beschränkte, sondern sich bis in 125 m Seetiefe erstreckte. Aus diesen Beispielen ist ersichtlich, daß die Schlickmassen oft schon unter Wasser ohne äußeren Anstoß allein durch ihre Gewichtsüberlastung abzureißen und in die Tiefe zu gleiten vermögen, ohne daß eine Seespiegelabsenkung die Veranlassung gibt. Um so leichter werden aber Schlickabgleitungen ausgelöst werden können, wenn durch erhebliche Seespiegelabsenkungen der Seitendruck des Wassers in Wegfall kommt und das Volumengewicht des Schlicks durch Auftriebsverlust um 1 t/m³ zunimmt. Die innere Reibung genügt dann oft nicht mehr, um die Schlickmasse zusammenzuhalten, die auftretenden Spannungen führen zu Zerreißungsfugen und das seewärts von ihnen gelegene Stück der Schlickmassen kommt unter seinem eigenen Gewicht ins Gleiten. Sehr beachtenswert ist, daß an längeren Uferstrecken vielfach nicht die ganze Schlickmasse abbricht, sondern daß nur an einzelnen Stellen nischenförmige Ausbrüche entstehen, während in unmittelbarer Nachbarschaft die Schlickmassen stehenbleiben. Es ist dies eine bei allen abgesenkten Seen häufig beobachtete Erscheinung. Solche örtlich begrenzten Ausbrüche an sonst gleichartig erscheinenden Uferstrecken lassen rein örtliche Ursachen für die Abbrüche vermuten. Tatsächlich finden sich an den meisten derartigen Uferstellen unmittelbar über den Abbruchnischen Durchfeuchtungen des Bodens oder sichtbare Quellen. Es ist demnach anzunehmen, daß an solchen Stellen der Schlick durch die ständige Durchfeuchtung weich erhalten wurde und nichts von seinem Gewichte verlor, während nebenan derselbe Schlick austrocknete, dadurch fester und zugleich leichter wurde. Solche Unregelmäßigkeiten in bezug auf Feuchtigkeit und Gewicht machen die örtlich entstandenen nischenförmigen Abbrüche an sonst gleichartig erscheinenden Uferstrecken erklärlich.

Abb. 2. Uferzone am Nordufer des abgesenkten Walchensees.

Im Vordergrunde ist eine Anhäufung von aus dem Schlick ausgewaschenen Schneckenschalen; daneben im Mittelgrunde Charaschlamm (von kalkabscheidenden Pflanzen) mit eingelagerten Treibhölzern. Oben am Ufer das Ufergeröllgesimse, das über die Seekreide ausgebreitet ist (Aufnahme Dr. Knauer).

Anreicherungen von größeren Pflanzenresten (Ästen und Baumstämmen), die unregelmäßig im Schlick der Uferzone eingebettet sind (s. Abb. 2), bewirken anscheinend einen besseren Zusammenhalt der Schlickmassen, so daß kleinere Ausbrüche hintangehalten werden können. Jedoch für die Schlickmasse als Ganzes betrachtet dürfte die Anreicherung an Baumresten wohl kaum größere Bedeutung besitzen.

Es hat sich bei Seespiegelabsenkungen gezeigt, daß an denjenigen Uferstellen, an denen Pfähle in den Schlick eingetrieben waren (Schiffhütten usw.), der Schlick nicht zum Abgleiten kam. Das Eintreiben von Pfählen zur Verhinderung von Schlickabbrüchen wird aber nur dann zum

[1]) „Rezente und fossile subaquatische Rutschungen usw." Neues Jahrbuch für Mineralogie 1908, II. Bd.

gewünschten Ziele führen, wenn die Pfähle durch die Schlicklage hindurch in den Untergrund (Kies, Schotter oder Moräne) genügend tief hineingetrieben werden, wie es in Profil 3 der Profiltafel dargestellt ist. Erst wenn die Pfähle auf diese Weise festen Fuß gefaßt haben, werden sie imstande sein, das Abgleiten des auflagernden Schlicks zu verhindern. Bleiben sie jedoch in ihrer ganzen Länge im Schlick stecken, so wird ihre festigende Wirkung nur sehr gering sein, d. h. der Schlick wird mitsamt den in ihm steckenden Pfählen in die Tiefe gleiten, wie es z. B. in der Lobesaubucht am Walchensee geschah, wo ein Stück der Staatsstraße mitsamt der auf Pfählen gegründeten Brücke in die Tiefe sank. Ferner wird das Einrammen von Pfählen nur das Abgleiten von Schlickmassen verhindern können, niemals aber die später zu besprechenden erosiven Abtragungen.

Uferabbrüche in Form von Massenabgleitungen treten aber nicht nur im Seeschlick ein, sondern können auch unter gewissen Bedingungen an Schotterdeltas auftreten. So löste sich bei der Absenkung des Davoser Sees am 7. Februar 1923 der vordere Teil des an der Nordseite des Sees gelegenen Totalpbachdeltas auf etwa 330 m Breite und 80 bis 90 m Tiefe (zwischen Ufer und Abrißlinie) ab und glitt in die Tiefe.[2]) Diese katastrophale Abgleitung wird von Ing. Rob. Moor auf das Zerquetschen einer unter dem Deltakörper ausgebreiteten Schlickschicht zurückgeführt, da der obere trockengelegte Deltaschutt seinen Auftrieb verlor und sein Volumengewicht sich dementsprechend erhöhte. Diese Erklärung schöpft das Problem aber nur teilweise aus, indem sie auf die besonderen Eigenschaften des Gesteinsmaterials am Totalpbachdelta nicht eingeht. Dieses besteht nämlich fast ausschließlich aus Serpentinsand, einem Gestein, das ziemlich weich ist und meist eine sehr glatte Oberfläche besitzt. Diese Eigenschaften erhöhen natürlich die Gleitfähigkeit wesentlich, wenn das Serpentinmaterial unter Druck steht. Daß der Gleitvorgang aber tatsächlich im Gesteinsmaterial begründet gewesen sein muß, geht daraus hervor, daß ein ähnlicher Vorgang sich an dem am Südufer des Sees gelegenen Flüeladelta nicht ereignet hat, obwohl für dieses Delta genau die gleichen äußeren Bedingungen herrschten wie für das Totalpbachdelta. Auch die Anordnung von feinkörnigem, schlammigem Material in den tieferen Teilen und von gröberem Schutt in den höheren Teilen des Deltas trifft — wie bei allen Deltas — auch für das Flüeladelta zu. In einem Punkte unterscheidet sich aber letzteres ganz wesentlich vom Totalpbachdelta, nämlich im Gesteinsmaterial, denn es besteht aus Gneis- und Granitmaterial. Dieses aber kann einerseits wegen seiner viel größeren Härte, anderseits wegen seiner natürlichen Rauhigkeit viel weniger durch Druckkräfte zum Gleiten gebracht werden als der glatte Serpentin; nur wenn es sehr viel Glimmer enthielte, könnte es an Gleitfähigkeit gewinnen. Das verschiedene Verhalten der beiden Deltas scheint dafür zu sprechen, daß die Gesteinsart des Schottermaterials eine ausschlaggebende Rolle für die größere oder geringere Gleitfähigkeit von Deltaschottern spielt. Bei der Beurteilung der Standfestigkeit von Deltaschottern wird daher die Frage nach der Art des Gesteinsmaterials im Vordergrunde stehen müssen.

2. Erosive Abtragungen. Diese Gruppe von Absenkungsschäden ist dadurch bedingt, daß durch die Absenkung des Seespiegels eine Erniedrigung der Erosionsbasis eintritt, wodurch diejenigen Geländeteile, die vorher der Abtragung entzogen waren, den Angriffen des fließenden oder bewegten Wassers zugänglich gemacht werden. Vor allem ist hier die rückwärts einschneidende Ausnagung (Erosion) der Bäche zu nennen, die zu einer Gefährdung der Schotterdeltas führt. Das Sohlengefälle der Bäche ist an den Bachmündungen auf den Normalwasserspiegel der Seen eingestellt. Tritt nun eine Senkung des Seespiegels ein, dann wird das ursprüngliche Sohlengefälle an der Mündung durch eine Gefällstufe unterbrochen, deren Höhe der Spiegelsenkung entspricht. Sofort suchen die Bäche diese Gefällstufe zu beseitigen, indem sie sich — ausgehend vom tiefer gelegten Seespiegel — in ihre eigenen Deltaaufschüttungen einschneiden, wobei das Einschneiden nach rückwärts vorschreitet. Soweit die Bachläufe in lockeren Schottern gelegen sind, geht dies sehr rasch vor sich, besonders wenn die Bäche infolge der Schneeschmelze oder nach Wolkenbrüchen Hochwasser führen. Dadurch tritt eine erhebliche Gefährdung für den Bestand der ganzen Schotterdeltas ein; denn die Bäche vertiefen nicht nur ihre Sohlen, sondern haben durch ihre Neigung zu pendeln auch das Bestreben, die vertieften Sohlen zu erweitern. Dadurch stürzen die übersteilten Bachufer immer weiter nach, die Mündungen erweitern sich zusehends, die Schottermassen beiderseits der Mündung verlieren ihren Halt und stürzen nicht nur in den Bach, sondern auch in den See, welche Bewegungen sich am Seeufer fortschreitend weithin erstrecken können. Verfasser hat bereits im Jahre 1911 auf solche zu erwartenden Schäden hingewiesen und zu deren Vermeidung die Errichtung von Absturzbauwerken an den Bachmündungen empfohlen.[3]) Ein sprechendes Beispiel für diese Vorgänge konnte zur Zeit der tiefsten Absenkung am Walchensee beobachtet werden. Nachdem durch einen glücklichen Zufall während der ganzen Zeit der Absenkung im Winter 1924/25 infolge der mangelnden Niederschläge die Bäche an den Mündungen kein Wasser führten und deshalb keine Eintiefung stattfinden konnte, trat in der Zeit vom 8. auf den 9. April 1925 ein geringer Regenfall ein, der eine verhältnismäßig geringe Wasserführung der Bäche zur Folge hatte. Aber schon diese geringe Wasserführung hatte umfangreiche Zerstörungen der geschilderten Art an den verschiedenen

Abb. 3. Mündung des Deiningbaches bei Dorf Walchensee.

Durch die infolge der Regengüsse vom 8. auf 9. April 1925 eingetretene Wasserführung nagte sich der Deiningbach innerhalb weniger Stunden an seiner Mündung eine tiefe Rinne in das Schotterdelta ein. Auf dem Bilde sind die nischenförmigen Ausbrüche des Schotters sehr gut sichtbar, die andauernd durch das Herabstürzen der Schottermassen entstanden (Aufnahme Dr. Knauer).

Schotterdeltas zur Folge. Abb. 3 zeigt die Mündung des Deiningbaches am 9. April, vormittags 11 Uhr. Es ist deutlich zu sehen, wie an den übersteilten Ufern des in Bildung begriffenen Eintiefungstrichters die lockeren Kiesablagerungen andauernd in den sich eintiefenden und ausweitenden Bach abbrechen. Es ist — wie oben schon erwähnt — natürlich, daß die Eintiefung der Bäche sich nicht auf den eigentlichen Mündungsbereich beschränkt, sondern sich auch rückwärts schreitend allmählich auf das rückwärtige Bachbett im Bereiche der Schotterdeltas zurückgreift, wodurch alle etwaigen Kunstbauten wie Brücken usw. gefährdet werden. Alle diese Schäden ließen sich vermeiden, wenn an den Bachmündungen rechtzeitig, d. h. mit Beginn der Absenkung, mit der Errichtung von Absturzbauwerken begonnen würde, um insbesondere die Bildung von Kolken in den losen Schuttmassen zu verhindern. Mit der Errichtung von Absturzbauwerken sollte aber zugleich die Regulierung und wasserdichte Ausgestaltung der Bachgerinne, soweit sie im Bereiche der Schotterdeltas liegen, vorgenommen werden. Infolge der Senkung des Grundwasserspiegels im Bereiche der Deltakörper könnten nämlich durch die versinkenden Bachwässer Auswaschungen und Lockerungen in den tieferen Schotterlagen verursacht werden, was für den Bestand der Deltakörper gefährlich wäre. Die wasserdichte Ausgestaltung der Bachgerinne innerhalb des Deltabereiches vom Austritt aus dem Felsbereich an würde auch dieser Gefahr begegnen können.

Neben der Eintiefung der fließenden Gewässer bilden die Angriffe des Wellenschlages auf die Seeufer eine weitere nicht zu unterschätzende Gefahr für den Bestand aller lockeren Ablagerungen. Im

Abb. 4. Sturmterrassen am Ostufer des abgesenkten Walchensees.

In dem feinkörnigen Kiesmaterial hat die durch den Föhnsturm vom 15. Februar 1925 ausgenagte Brandungsterrasse ganz besondere Breite erhalten. Auch die späteren kleinen Stürme haben hier ihre deutlich sichtbaren Spuren in Form kleinerer Terrassen zurückgelassen (Aufnahme Dr. Knauer).

allgemeinen treten diese Schäden nicht katastrophal auf, sondern gehen nur langsam und kaum merklich vor sich, so daß sich ihre Wirkungen bei den jeweiligen Absenkungsperioden nicht so fühlbar machen. Im Laufe der Jahre und Jahrzehnte summieren sie sich aber und gefährden den Bestand aller lockeren Ablagerungen an den Seeufern, wenn letztere

[2]) Rob. Moor, Der Uferabbruch am Davoser See. Schweiz. Bauztg. 1923, S. 55.

[3]) Mitteil. d. Geograph. Ges. in München, VI. Bd., S. 194.

nicht durch irgendwelche Vornahmen geschützt werden. Nur bei heftigen Stürmen können die Zerstörungen an den Uferböschungen größeren Umfang annehmen und dadurch zur augenfälligen Warnung dienen. Ein solches Ereignis trat z. B. am Walchensee am 15. Februar 1925 ein, als der Seespiegel 2,50 m abgesenkt war. Ein heftiger Föhnsturm verursachte Brandungswellen, deren Wirkungen an allen lockeren Uferböschungen rings um den See sichtbar wurden. Durch die Brandung der Wellen wurde damals in die lockeren Ablagerungen (Schutt, Schotter, Moräne und Schlick) eine Brandungsterrasse eingenagt, die je nach dem Material und der Stärke der Brandung eine Breite von 2 bis 4 m erreichte. Abb. 4 läßt dies gut erkennen. Aber nicht nur außergewöhnliche Stürme hinterlassen solche sichtbare Spuren, sondern auch kleinere im Laufe jeder Absenkungsperiode sich wiederholende Stürme schaffen Brandungsterrassen, die zwar nicht so umfangreich werden, aber doch deutlich zutage treten, wie aus der Abbildung ersichtlich ist. Die zerstörenden Wirkungen des Wellenschlages wären an sich nur vorübergehende Erscheinungen von geringerer Bedeutung, wenn der abgesenkte Seespiegel dauernd seinen Tiefstand beibehalten würde. Es würde sich dann in absehbarer Zeit eine den neuen Verhältnissen angepaßte Abböschung des Ufers herausbilden, die nach Herstellung des Gleichgewichtes verhältnismäßig ebenso beständig bleiben würde wie die Uferböschung an der ursprünglichen Normalwasserlinie. Durch die ständig innerhalb weiter Grenzen schwankenden Wasserstände während der Absenkungsperioden ist es aber nicht möglich, daß sich eine im Gleichgewicht befindliche Uferböschung herausbildet; denn jede im Entstehen begriffene Brandungsterrasse wird alsbald durch eine höher oder tiefer gelegene neue Terrassenbildung wieder zerstört. Auf diese Weise wird die innerhalb der vorkommenden Spiegelhöhen liegende Uferstrecke dauernd von der Brandung bearbeitet und stufenförmig abgetragen, ohne daß ein Gleichgewichtszustand eintreten könnte. Die Schnelligkeit der Zerstörung hängt natürlich hauptsächlich von der Beschaffenheit der lockeren Ablagerungen ab; grober, mit Felsstücken durchsetzter Gehängeschutt leistet den Angriffen des Wellenschlages wesentlich größeren Widerstand als feinere Schotter oder loser Seeschlick. Letzterer wird schon durch die gewöhnlichen geringen Wirkungen des Wellenschlages abgespült, die z. B. für Schotter- und Kiesablagerungen noch ganz ungefährlich bleiben können. So werden also durch die Wirkungen der Wellenbrandung in erster Linie die weichen Schlickmassen verschwinden, dann die Kies- und Schotterbildungen und Moränen und zuletzt die groben Gehängeschuttmassen. Die geschilderten Zerstörungsvorgänge der Brandung werden langsam aber unaufhaltsam zur allmählichen Herausbildung einer breiten Ablagerungsterrasse innerhalb des Absenkungsraumes, bezogen auf den tiefsten Seespiegel, führen. Der dazu nötige Zeitraum wird nicht nur Jahre, sondern Jahrzehnte erfordern, so daß genügend Zeit zur Verfügung steht, um solche Uferstrecken, die besiedelt sind oder Kunstbauten (Straßen, Brücken) tragen, durch Uferschutzbauten vor der Zerstörung zu bewahren.

Aus vorstehenden Ausführungen ist zu ersehen, daß die bisher bei Seespiegelabsenkungen gemachten Erfahrungen wertvolles Material in die Hand geben, um bei künftigen Absenkungen die voraussichtlich eintretenden Schädigungen vorausbestimmen zu können, wobei eine gründliche geologische Untersuchung des Seegeländes und der im See in Bildung begriffenen Ufersedimente vorauszugehen hat.

Vergleich der Stabkräfte aus vereinfachter, angenäherter Berechnung mit denen aus genauer Berechnung in einem zweifachen Fachwerk.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Edgar Schmidt**, Lichterfelde-West, und Dipl.-Ing. **Ernst Hennigs.**

Um festzustellen, ob und inwieweit die Ergebnisse der vereinfachten angenäherten Berechnung für das in Abb. 1 dargestellte Fachwerk mit denen der genaueren Berechnung übereinstimmen, wurde die Berechnung das eine Mal nach dem üblichen Verfahren bei Zugrundelegung zweier Teilsysteme durchgeführt, das andere Mal, für die genauere Berechnung, wurde dagegen das 5fach statisch unbestimmte System angenommen. Als statisch unbestimmte Größen wurden gewählt: $\overline{X}_a$, $\overline{X}_b$, $\overline{X}_c$, $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$, wobei $\overline{X}_b$ und $\overline{X}_c$ und $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$ symmetrisch liegen (Abb. 2).

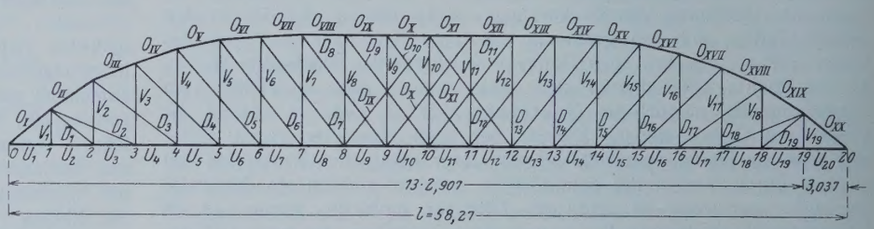


Abb. 1.

Die Längen, Querschnitte und die Werte $\varrho = \frac{l}{F}$ der einzelnen Stäbe sind in der nachstehenden Tafel 1 enthalten.

Tafel 1.

Stab	F cm²	l cm	$\varrho = \frac{l}{F}$ cm⁻¹	Stab	F cm²	l cm	$\varrho = \frac{l}{F}$ cm⁻¹
O_I	365	394	1,079	U_1	331	303,7	0,918
O_{XX}	365	384	1,052	U_{20}	331	290,7	0,878
O_{II} O_{XIX}	365	347	0,951	U_2 U_{19}	331	290,7	0,878
O_{III} O_{XVIII}	365	315	0,863	U_3 U_{18}	331	290,7	0,878
O_{IV} O_{XVII}	365	308	0,844	U_4 U_{17}	352	290,7	0,826
O_V O_{XVI}	392	297	0,758	U_5 U_{16}	379	290,7	0,767
O_{VI} O_{XV}	406	292	0,719	U_6 U_{15}	406	290,7	0,716
O_{VII} O_{XIV}	419	292	0,697	U_7 U_{14}	433	290,7	0,671
O_{VIII} O_{XIII}	433	290,7	0,671	U_8 U_{13}	460	290,7	0,632
O_{IX} O_{XII}	446	290,7	0,652	U_9 U_{12}	473	290,7	0,615
O_X O_{XI}	446	290,7	0,652	U_{10} U_{11}	487	290,7	0,597
D_1 D_{19}	84,8	384	4,528	V_1 V_{19}	97,8	251	2,566
D_2 D_{18}	97,2	633	6,512	V_2 V_{18}	97,8	439	4,489
D_3 D_{17}	112,8	728	6,454	V_3 V_{17}	97,8	556	5,685
D_4 D_{16}	112,8	811	7,190	V_4 V_{16}	97,8	659	6,738
D_5 D_{15}	125,8	879	6,987	V_5 V_{15}	97,8	722	7,382
D_6 D_{14}	125,8	927	7,369	V_6 V_{14}	97,8	753	7,699
D_7 D_{13}	125,8	951	7,560	V_7 V_{13}	97,8	769	7,863
D_8 D_{12}	118,0	964	8,169	V_8 V_{12}	97,8	769	7,863
D_9 D_{11}	97,2	964	9,918	V_9	97,8	769	7,863
D_{10} D_X	85,5	964	11,275	V_{10}	97,8	769	7,863
D_{IX} D_{XI}	40,6	964	23,744	V_{11}	97,8	769	7,863

Die vereinfachte, angenäherte Berechnung ergibt bei Zerlegung in zwei Teilsysteme (Abb. 3a u. b) für eine ständige Last $g = 2{,}25$ t/m und für den Lastenzug G (zweigleisig, Stoßzahl $\varphi = 1{,}32$) folgende Stabkräfte (Tafel 2).

Tafel 2.

Stab	Spannkraft t	Stab	Spannkraft t	Stab	Spannkraft t	Stab	Spannkraft t
O_{II}	— 558	O_X	— 631	U_{10}	+ 627	V_9	— 39,7
O_{III}	— 558	U_3	+ 432	V_5	+ 42,9 / — 29,0	V_{10}	— 35,4
O_{IV}	— 558	U_4	+ 468			D_9	+ 59,8 / — 47,7
O_V	— 564	U_5	+ 501	V_6	+ 39,8 / — 40,6		
O_{VI}	— 590	U_6	+ 527			D_{10}	+ 49,8
O_{VII}	— 614	U_7	+ 557	V_7	+ 35,7 / — 46,4	D_{IX}	+ 44,4
O_{VIII}	— 627	U_8	+ 587				
O_{IX}	— 631	U_9	+ 612	V_8	+ 38,0 / — 47,7		

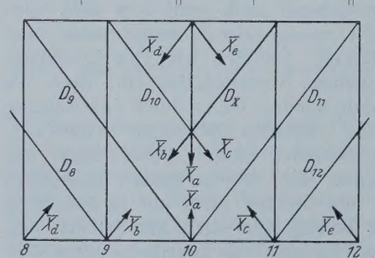


Abb. 2.

Bei der genauen Berechnung wurde berücksichtigt, daß die Stäbe der statisch unbestimmten Größen $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$ aus Flacheisen bestehen, also nur wirksam sind, wenn sie auf Zug beansprucht werden. Infolgedessen mußten folgende Fälle untersucht werden:

Erster Fall: Das System ist für eine und dieselbe Belastung 5fach statisch unbestimmt $(\overline{X}_a, \overline{X}_b, \overline{X}_c, \overline{X}_d, \overline{X}_e)$.

Zweiter Fall: Es treten nur in dem Stab der statisch unbestimmten Größe $\overline{X}_e$ Druckkräfte auf, demnach $\overline{X}_e = 0$; das System ist dann 4fach statisch unbestimmt $(\overline{X}_a, \overline{X}_b, \overline{X}_c, \overline{X}_d)$.

Dritter Fall: Der Stab der statisch unbestimmten Größe $\overline{X}_a$ wird gedrückt, dann ist $\overline{X}_d = 0$, und das System ist 4fach statisch unbestimmt $(\overline{X}_a, \overline{X}_b, \overline{X}_c, \overline{X}_e)$.

Vierter Fall: Die Stäbe der statisch unbestimmten Größen $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$ erhalten Druckkräfte; in diesem Falle sind die Größen $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$ gleich Null, und das System ist 3fach statisch unbestimmt $(\overline{X}_a, \overline{X}_b, \overline{X}_c)$.

Diesen Möglichkeiten gemäß sind, außer den Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen des 5fach statisch unbestimmten Systems, noch die Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen für den Fall zu bestimmen, daß

a) $\overline{X}_e$ (bezw. $\overline{X}_d$) ausgeschaltet wird,

b) $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$ gleich Null gesetzt werden.

Erster Fall.

Ermittlung der Einflußlinien $\overline{X}_a$, $\overline{X}_b$, $\overline{X}_c$, $\overline{X}_d$, $\overline{X}_e$ des 5fach statisch unbestimmten Systems.

Die statisch unbestimmten Größen wurden unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme bestimmt.[1])

Als einzige Unbekannte wurde die Größe X_d angenommen, die sich aus der nachstehenden Gleichung ergibt:

$$\Sigma P \delta_{dm} + \overline{X}_d \delta_{dd} = 0$$

oder $$\Sigma \overline{S}_d S_m \varrho + \overline{X}_d \Sigma \overline{S}_d S_d \varrho = 0.$$

Das System erster Ordnung ist, für $\overline{X}_d = 1$ als äußere Last, 4fach statisch unbestimmt. Zur Ermittlung dieser vier Unbekannten sind vier Elastizitätsgleichungen aufzustellen und aufzulösen.

Um die Anzahl dieser Gleichungen zu verringern, werden in dem System erster Ordnung (Abb. 4) nur die beiden Größen $\overline{\mathfrak{x}}_{cd}$ und $\overline{\mathfrak{x}}_{ed}$ als einzige Unbekannte angenommen. Das System zweiter Ordnung ist demnach 2fach statisch unbestimmt, dessen statisch unbestimmte Größen sind für die Belastungen $\overline{\mathfrak{x}}_{cd} = 1$ und $\overline{\mathfrak{x}}_{ed} = 1$ zuerst zu ermitteln, sie werden für $\overline{\mathfrak{x}}_{cd} = 1$ als äußere Last mit $\mathfrak{x}_{ac}$ und $\mathfrak{x}_{bc}$ und für $\overline{\mathfrak{x}}_{ed} = 1$ mit $\mathfrak{x}_{ae}$ und $\mathfrak{x}_{be}$ bezeichnet.

Die Zahlenwerte der später vorkommenden Ausdrücke $\Sigma S_a^2 \varrho$, $\Sigma S_b^2 \varrho$, $\Sigma S_a S_b \varrho$ . . . . für das statisch bestimmte System sind in der Tafel 3 angegeben.

Tafel 3.

$\Sigma S_a^2 \varrho$	+ 202,3257	$\Sigma S_b S_c \varrho$	— 484,6016
$\Sigma S_b^2 \varrho = \Sigma S_c^2 \varrho$	+ 501,3392	$\Sigma S_b S_d \varrho = \Sigma S_c S_e \varrho$	+ 20,7051
$\Sigma S_d^2 \varrho = \Sigma S_e^2 \varrho$	+ 153,6450	$\Sigma S_b S_e \varrho = \Sigma S_c S_d \varrho$	— 9,5944
$\Sigma S_a S_b \varrho = \Sigma S_a S_c \varrho$	+ 10,2162	$\Sigma S_d S_e \varrho$	+ 114,0596
$\Sigma S_a S_d \varrho = \Sigma S_a S_e \varrho$	+ 145,9195		

Der Gang der Rechnung ist wie folgt:

System II. Ordnung.

Zustand $\overline{\mathfrak{x}}_{cd} = 1$ als äußere Last $(\overline{\mathfrak{x}}_{ed} = 0)$ (Abb. 5).
Unbekannt: $\mathfrak{x}_{ac}$ und $\mathfrak{x}_{bc}$.

$$(1) \quad \begin{cases} \Sigma S_c S_a \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a^2 \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_a S_b \varrho = 0 \\ \Sigma S_b S_c \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_b^2 \varrho = 0. \end{cases}$$

Zustand $\overline{\mathfrak{x}}_{ed} = 1$ als äußere Last $(\overline{\mathfrak{x}}_{cd} = 0)$ (Abb. 6).
Unbekannt: $\mathfrak{x}_{ae}$ und $\mathfrak{x}_{be}$.

$$(2) \quad \begin{cases} \Sigma S_a S_e \varrho + \mathfrak{x}_{ae} \Sigma S_a^2 \varrho + \mathfrak{x}_{be} \Sigma S_a S_b \varrho = 0 \\ \Sigma S_e S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ae} \Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{be} \Sigma S_b^2 \varrho = 0. \end{cases}$$

Die Ausrechnung ergibt:

$\mathfrak{x}_{ac} = -0{,}0994022$ $\qquad$ $\mathfrak{x}_{ae} = -0{,}72292$
$\mathfrak{x}_{bc} = +0{,}968639$ $\qquad$ $\mathfrak{x}_{be} = +0{,}033869.$

System I. Ordnung.

Zustand $\overline{X}_d = 1$ als äußere Last.

[1]) „Die Bautechnik" 1923, Heft 45: Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Fachwerkträger usw.; ebenda 1925, Heft 26, von demselben Verfasser: Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen usw.

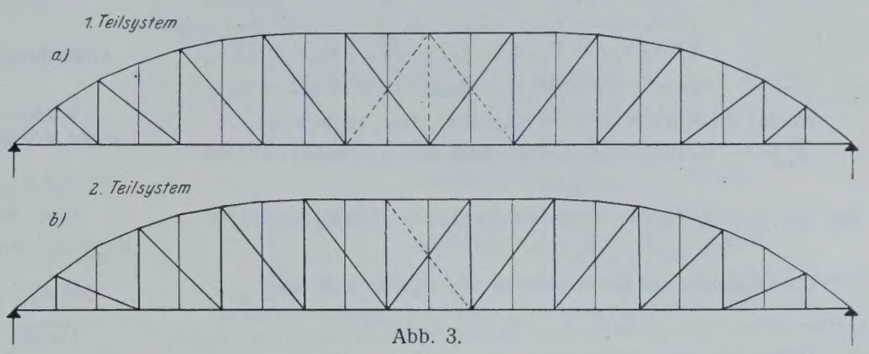


Abb. 3.

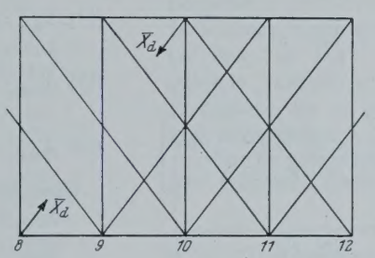


Abb. 4. System erster Ordnung. 4fach statisch unbestimmt.

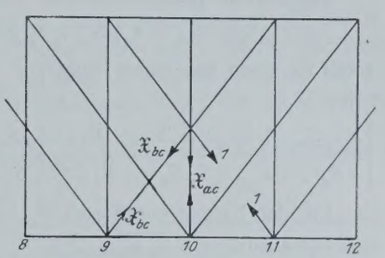


Abb. 5. System zweiter Ordnung; erster Belastungsfall. Zustand $\overline{\mathfrak{x}}_{cd} = 1$ als äußere Last. (Spannkräfte $\overline{S}_c$).

Zur Berechnung von $\overline{\mathfrak{x}}_{cd}$ und $\overline{\mathfrak{x}}_{ed}$ dienen die nachstehenden Elastizitätsgleichungen:

$$(3) \quad \begin{cases} \Sigma \overline{S}_c S_d \varrho + \overline{\mathfrak{x}}_{cd} \Sigma \overline{S}_c S_c \varrho + \overline{\mathfrak{x}}_{ed} \Sigma \overline{S}_c S_e \varrho = 0 \text{ (Abb. 5 u. 7)} \\ \Sigma \overline{S}_e S_d \varrho + \overline{\mathfrak{x}}_{cd} \Sigma \overline{S}_e S_c \varrho + \overline{\mathfrak{x}}_{ed} \Sigma S_e \overline{S}_e \varrho = 0 \text{ (Abb. 6 u. 7),} \end{cases}$$

darin ist zu setzen:

$$\overline{S}_c = S_c + \mathfrak{x}_{ac} S_a + \mathfrak{x}_{bc} S_b,$$
$$\overline{S}_e = S_e + \mathfrak{x}_{ae} S_a + \mathfrak{x}_{be} S_b.$$

Die Größen $\mathfrak{x}_{ac}$, $\mathfrak{x}_{bc}$ und $\mathfrak{x}_{ae}$, $\mathfrak{x}_{be}$ sind aus Gl. 1 u. 2 als bekannt anzusehen.

Mit diesen Ausdrücken ergibt sich:

$$(4) \quad \begin{cases} \Sigma S_c S_d \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_d \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_b S_d \varrho \\ \quad + \overline{\mathfrak{x}}_{cd} \left[\Sigma S_c^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_c \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_b S_c \varrho \right] \\ \quad + \overline{\mathfrak{x}}_{ed} \left[\Sigma S_c S_e \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_e \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_b S_e \varrho \right] = 0. \end{cases}$$

$$(5) \quad \begin{cases} \Sigma S_e S_d \varrho + \mathfrak{x}_{ae} \Sigma S_a S_d \varrho + \mathfrak{x}_{be} \Sigma S_b S_d \varrho \\ \quad + \overline{\mathfrak{x}}_{cd} [\Sigma S_e S_c \varrho + \mathfrak{x}_{ae} \Sigma S_a S_c \varrho + \mathfrak{x}_{be} \Sigma S_b S_c \varrho] \\ \quad + \overline{\mathfrak{x}}_{ed} [\Sigma S_e^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ae} \Sigma S_a S_e \varrho + \mathfrak{x}_{be} \Sigma S_b S_e \varrho] = 0. \end{cases}$$

In diesen beiden Gleichungen muß der Koeffizient von $\overline{\mathfrak{x}}_{ed}$ der Gl. 4 gleich dem Koeffizienten von $\overline{\mathfrak{x}}_{cd}$ der Gl. 5 sein, da auch hier der Satz von Maxwell seine volle Gültigkeit behält.

Die Ausrechnung ergibt:

$$\overline{\mathfrak{x}}_{cd} = +0{,}112100 \qquad \overline{\mathfrak{x}}_{ed} = -0{,}186611.$$

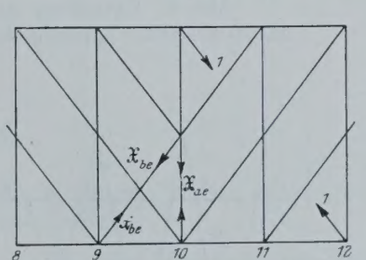


Abb. 6. System zweiter Ordnung; zweiter Belastungsfall. Zustand $\overline{\mathfrak{x}}_{ed} = 1$ als äußere Last (Spannkräfte $\overline{S}_e$).

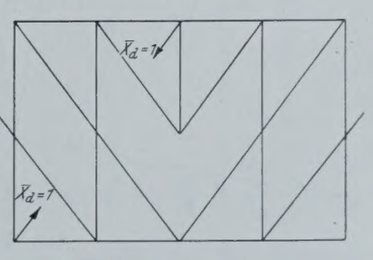


Abb. 7. Zustand $\overline{X}_d = 1$ (Spannkräfte S_d).

Sind $\overline{\mathfrak{x}}_{cd}$ und $\overline{\mathfrak{x}}_{ed}$ bekannt, dann lassen sich auch $\overline{\mathfrak{x}}_{ad}$ und $\overline{\mathfrak{x}}_{bd}$ leicht ermitteln. Nach dem Superpositionsgesetz ist:

$$(6) \quad \begin{cases} \overline{\mathfrak{x}}_{ad} = \mathfrak{x}_{ad} + \overline{\mathfrak{x}}_{cd} \mathfrak{x}_{ac} + \overline{\mathfrak{x}}_{ed} \mathfrak{x}_{ae} \\ \overline{\mathfrak{x}}_{bd} = \mathfrak{x}_{bd} + \overline{\mathfrak{x}}_{cd} \mathfrak{x}_{bc} + \overline{\mathfrak{x}}_{ed} \mathfrak{x}_{be} \end{cases}$$

$\mathfrak{x}_{ad}$ und $\mathfrak{x}_{bd}$ sind die statisch unbestimmten Größen für $\overline{X}_d = 1$ im System zweiter Ordnung, sie ergeben sich aus:

(7) $$\begin{cases} \Sigma S_a S_d \varrho + \mathfrak{x}_{ad} \Sigma S_a^2 \varrho + \mathfrak{x}_{bd} \Sigma S_a S_b \varrho = 0 \\ \Sigma S_b S_d \varrho + \mathfrak{x}_{ad} \Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{bd} \Sigma S_b^2 \varrho = 0 \end{cases}$$

zu $\mathfrak{x}_{ad} = -0{,}719866 \qquad \mathfrak{x}_{bd} = -0{,}026630.$

Werden diese Werte in Gl. 6 eingesetzt, dann ergibt sich:

$$\bar{\mathfrak{x}}_{ad} = -0{,}719866 - 0{,}112100 \cdot 0{,}0994022 + 0{,}186611 \cdot 0{,}72292$$
$$\bar{\mathfrak{x}}_{ad} = -0{,}596104$$

und $$\bar{\mathfrak{x}}_{bd} = -0{,}026630 + 0{,}968639 \cdot 0{,}112100 - 0{,}186611 \cdot 0{,}033869$$
$$\bar{\mathfrak{x}}_{bd} = +0{,}075634.$$

Die Ordinaten der Einflußlinie für $\bar{X}_d$ ergeben sich aus:

(8) $$\Sigma \bar{S}_d S_m \varrho + \bar{X}_d \Sigma \bar{S}_d S_d \varrho = 0.$$

Darin ist zu setzen:

$$\bar{S}_d = S_d + \bar{\mathfrak{x}}_{ad} S_a + \bar{\mathfrak{x}}_{bd} S_b + \bar{\mathfrak{x}}_{cd} S_c + \bar{\mathfrak{x}}_{ed} S_e,$$

somit für einen beliebigen Punkt m:

(9) $$X_{dm} = -\left[\frac{\Sigma S_d S_m \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{ad} \Sigma S_a S_m \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{bd} \Sigma S_b S_m \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{cd} \Sigma S_c S_m \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{ed} \Sigma S_e S_m \varrho}{\Sigma S_d^2 \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{ad} \Sigma S_a S_d \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{bd} \Sigma S_b S_d \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{cd} \Sigma S_c S_d \varrho + \bar{\mathfrak{x}}_{ed} \Sigma S_e S_d \varrho}\right].$$

Für den Nenner ergibt sich $\bar{\varrho}_{dd} = 45{,}867504$.

Die Ausdrücke $\Sigma S_d S_m \varrho$, $\Sigma S_a S_m \varrho$, $\Sigma S_b S_m \varrho$, $\Sigma S_c S_m \varrho$, $\Sigma S_e S_m \varrho$ sind berechnet worden und in der Tafel 4 angegeben:

Tafel 4.

$P = 1$ im Punkte	$\Sigma S_a S_m \varrho$	$\Sigma S_b S_m \varrho$	$\Sigma S_c S_m \varrho$	$\Sigma S_d S_m \varrho$	$\Sigma S_e S_m \varrho$
1 bezw. (19)	+ 0,1033	— 16,5567	+ 16,5702	— 0,8706	+ 1,0957
2 „ (18)	— 11,8172	— 13,3537	+ 13,3798	— 11,3399	— 7,4516
3 „ (17)	+ 36,9211	— 106,9203	+ 106,9590	+ 26,6205	+ 32,4317
4 „ (16)	— 43,2241	+ 5,2069	— 5,1551	— 38,3258	— 30,5928
5 „ (15)	+ 62,2076	— 178,9371	+ 179,0025	+ 44,9206	+ 54,5703
6 „ (14)	— 70,6847	+ 17,4510	— 17,3748	— 62,1480	— 50,3829
7 „ (13)	+ 80,0815	— 239,1208	+ 239,2101	+ 57,2839	+ 70,7719
8 „ (12)	— 87,6142	+ 12,8604	— 12,7587	— 77,5693	— 62,1584
9 „ (11)	+ 90,5450	— 287,4450	+ 287,5593	+ 64,0148	+ 81,0662
10 „ (10)	— 99,3294	+ 0,1997	+ 0,1997	— 69,5609	— 69,5609

Die so berechneten Ordinaten der Einflußlinie für X_d sind:

$\eta_1 = +0{,}0116$	$\eta_6 = +0{,}2450$	$\eta_{11} = -0{,}1019$	$\eta_{16} = -0{,}0549$
$\eta_2 = +0{,}0527$	$\eta_7 = -0{,}1105$	$\eta_{12} = -0{,}1095$	$\eta_{17} = -0{,}0340$
$\eta_3 = -0{,}0537$	$\eta_8 = +0{,}3096$	$\eta_{13} = -0{,}0792$	$\eta_{18} = -0{,}0267$
$\eta_4 = +0{,}1534$	$\eta_9 = -0{,}1179$	$\eta_{14} = -0{,}0870$	$\eta_{19} = -0{,}0129$
$\eta_5 = -0{,}0913$	$\eta_{10} = -0{,}0582$	$\eta_{15} = -0{,}0564$	

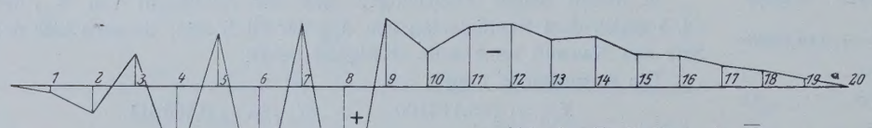


Abb. 8. Einflußlinie für $\bar{X}_d$ im 5fach statisch unbestimmten System.

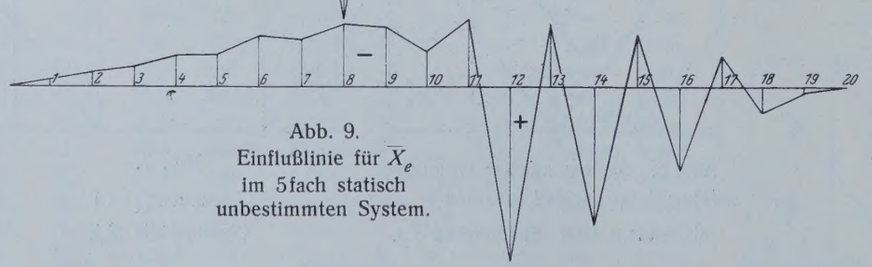


Abb. 9. Einflußlinie für $\bar{X}_e$ im 5fach statisch unbestimmten System.

Die Einflußlinie ist in Abb. 8 dargestellt.

Die Einflußlinie für $\bar{X}_e$ verläuft symmetrisch zu der von $\bar{X}_d$ (Abb. 9). Aus der Form der Einflußlinie ist ersichtlich, daß bei einem bestimmten Belastungsfall, der für irgend einen Stab des Systems maßgebend ist, nie gleichzeitig $\bar{X}_d$ und $\bar{X}_e$ auf Zug beansprucht werden können, sondern mindestens einer von beiden Stäben unwirksam ist. Eine weitere Untersuchung des 5fach statisch unbestimmten Systems erübrigt sich daher.

Zweiter Fall.

Ermittlung der Einflußlinien $\bar{X}_a$, $\bar{X}_b$, $\bar{X}_c$, $\bar{X}_d$ des 4fach statisch unbestimmten Systems $(\bar{X}_e = 0)$.

Wird ein dreifach statisch unbestimmtes Hauptsystem angenommen, so ergibt sich die Ordinate der Einflußlinie für einen beliebigen Punkt m aus:

$$\bar{X}_{am} = -\frac{\Sigma \bar{S}_a S_m \varrho}{\Sigma \bar{S}_a S_a \varrho}.$$

Darin ist zu setzen:

$$\bar{S}_a = S_a + \mathfrak{x}_{ba} S_b + \mathfrak{x}_{ca} S_c + \mathfrak{x}_{da} S_d.$$

(10) $$\bar{X}_{am} = -\left[\frac{\Sigma S_a S_m \varrho + \mathfrak{x}_{ba} \Sigma S_b S_m \varrho + \mathfrak{x}_{ca} \Sigma S_c S_m \varrho + \mathfrak{x}_{da} \Sigma S_d S_m \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ba} \Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ca} \Sigma S_a S_c \varrho + \mathfrak{x}_{da} \Sigma S_a S_d \varrho}\right].$$

Ebenso folgt:

(11) $$\bar{X}_{bm} = -\left[\frac{\Sigma S_b S_m + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_a S_m \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_c S_m \varrho + \mathfrak{x}_{db} \Sigma S_d S_m \varrho}{\Sigma S_b^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_b S_a \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_b S_c \varrho + \mathfrak{x}_{db} \Sigma S_b S_d \varrho}\right]$$

(12) $$\bar{X}_{cm} = -\left[\frac{\Sigma S_c S_m \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_m \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_c S_m \varrho + \mathfrak{x}_{dc} \Sigma S_d S_m \varrho}{\Sigma S_c^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_c S_a \varrho + \mathfrak{x}_{bc} \Sigma S_c S_b + \mathfrak{x}_{dc} \Sigma S_c S_d \varrho}\right]$$

(13) $$\bar{X}_{dm} = -\left[\frac{\Sigma S_d S_m \varrho + \mathfrak{x}_{ad} \Sigma S_a S_m \varrho + \mathfrak{x}_{bd} \Sigma S_b S_m \varrho + \mathfrak{x}_{cd} \Sigma S_c S_m \varrho}{\Sigma S_d^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ad} \Sigma S_d S_a \varrho + \mathfrak{x}_{bd} \Sigma S_d S_b \varrho + \mathfrak{x}_{cd} \Sigma S_d S_c \varrho}\right].$$

Darin bedeuten:

$\mathfrak{x}_{ba}$, $\mathfrak{x}_{ca}$, $\mathfrak{x}_{da}$ die statisch unbestimmten Größen für $\bar{X}_a = 1$
$\mathfrak{x}_{ab}$, $\mathfrak{x}_{cb}$, $\mathfrak{x}_{db}$ „ „ „ „ „ $\bar{X}_b = 1$
$\mathfrak{x}_{ac}$, $\mathfrak{x}_{bc}$, $\mathfrak{x}_{dc}$ „ „ „ „ „ $\bar{X}_c = 1$
$\mathfrak{x}_{ad}$, $\mathfrak{x}_{bd}$, $\mathfrak{x}_{cd}$ „ „ „ „ „ $\bar{X}_d = 1$.

Die Ausrechnung ergibt:

$\mathfrak{x}_{ba} = -0{,}287150$	$\mathfrak{x}_{ca} = -0{,}315754$	$\mathfrak{x}_{da} = -0{,}930746$
$\mathfrak{x}_{ab} = -0{,}146156$	$\mathfrak{x}_{cb} = +0{,}970829$	$\mathfrak{x}_{db} = +0{,}064673$
$\mathfrak{x}_{ac} = -0{,}159983$	$\mathfrak{x}_{bc} = +0{,}966398$	$\mathfrak{x}_{dc} = +0{,}084156$
$\mathfrak{x}_{ad} = -0{,}732866$	$\mathfrak{x}_{bd} = +0{,}100043$	$\mathfrak{x}_{cd} = +0{,}130775$

Statt wie in den obigen Gleichungen jedesmal ein 3fach statisch unbestimmtes Hauptsystem für die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen zu verwenden, kann auch ein statisch unbestimmtes Hauptsystem gewählt werden, dessen statische Unbestimmtheit sich um die Zahl der bereits ermittelten Unbekannten vermindert. Ist z. B. $\bar{X}_d$ nach Gl. 13 ermittelt, dann ist das System noch 3fach statisch unbestimmt. Wird nur $\bar{X}_b$ als einzige Unbekannte angenommen, so ist das Hauptsystem, an dem die schon ermittelte $\bar{X}_d$ angreift, zweifach statisch unbestimmt. Die Ordinaten der Einflußlinie für $\bar{X}_b$ folgen aus:

$$\Sigma \bar{S}_m \bar{S}_b \varrho + \bar{X}_{bm} \Sigma \bar{S}_b S_b \varrho = 0,$$

darin ist zu setzen:

$$\bar{S}_m = S_m + \bar{X}_{dm} S_d \text{ und}$$

$$\bar{S}_b = S_b + \mathfrak{x}_{ab} S_a + \mathfrak{x}_{cb} S_c, \text{ somit:}$$

$$\bar{X}_{bm} = -\frac{\Sigma S_m S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_m S_a \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_m S_c \varrho + \bar{X}_{dm} \left(\Sigma S_d S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_d S_a \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_d S_c \varrho\right)}{\Sigma S_b^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_b S_a \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_b S_c \varrho}.$$

$\mathfrak{x}_{ab}$ und $\mathfrak{x}_{cb}$ sind die statisch unbestimmten Größen in dem zweifach statisch unbestimmten System infolge $\bar{X}_b = 1$.

Sie ergeben sich aus:

$$\Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_a^2 \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_c S_a \varrho = 0$$
$$\Sigma S_c S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ab} \Sigma S_a S_c \varrho + \mathfrak{x}_{cb} \Sigma S_b^2 \varrho = 0.$$

Werden die Zahlenwerte eingesetzt, so ist:

$$\mathfrak{x}_{ab} = -0{,}0994022 \qquad \mathfrak{x}_{cb} = +0{,}968639.$$

Als bekannt sind jetzt die Größen $\bar{X}_d$ und $\bar{X}_b$ anzusehen, so daß das System zweifach statisch unbestimmt ist.

Die Elastizitätsgleichung für $\bar{X}_c$ lautet: $(P = 1$ in $m)$

$$\bar{X}_{cm} = \frac{-\Sigma \bar{S}_c \bar{S}_m \varrho}{\Sigma \bar{S}_c S_c \varrho}.$$

Es ist: $$\bar{S}_c = S_c + \mathfrak{x}_{ac} S_a$$

und $$\bar{S}_m = S_m + \bar{X}_{dm} S_d + \bar{X}_{bm} S_b.$$

$\mathfrak{x}_{ac}$ ist die statisch unbestimmte Größe infolge $\bar{X}_c = 1$. Hiermit:

$$\bar{X}_{cm} = -\frac{\Sigma S_c S_m \varrho + \bar{X}_{dm} \left(\Sigma S_c S_d \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_d \varrho\right) + \bar{X}_{bm} \left(\Sigma S_b S_c \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_b \varrho\right)}{\Sigma S_c^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a S_c \varrho}.$$

Für die Größe $\mathfrak{x}_{ac}$ gilt:

$$\Sigma S_a S_c \varrho + \mathfrak{x}_{ac} \Sigma S_a^2 \varrho = 0,$$

daraus $$\mathfrak{x}_{ac} = -0{,}050494.$$

Die Ordinaten der $\bar{X}_a$-Linie folgen aus:

$$\bar{X}_{am} = -\frac{\Sigma S_a \bar{S}_m \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho}$$

und mit

$$\bar{S}_m = S_m + \bar{X}_{dm} S_d + \bar{X}_{bm} S_b + \bar{X}_{cm} S_c$$

$$\bar{X}_{am} = -\frac{\Sigma S_a S_m \varrho + \bar{X}_{dm} \Sigma S_a S_d \varrho + \bar{X}_{bm} \Sigma S_a S_b \varrho + \bar{X}_{cm} \Sigma S_a S_c \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho}.$$

In der nachstehenden Tafel sind die Ordinaten der Einflußlinien für $\bar{X}_a$, $\bar{X}_b$, $\bar{X}_c$ und $\bar{X}_d$ angegeben.

Tafel 5.

Ordinate	$\bar{X}_a$	$\bar{X}_b$	$\bar{X}_c$	$\bar{X}_d$
η_1	— 0,0072	+ 0,0176	— 0,0157	+ 0,0092
η_2	+ 0,0274	— 0,0205	— 0,0461	+ 0,0477
η_3	— 0,1499	+ 0,2199	+ 0,0011	— 0,0600
η_4	+ 0,1230	— 0,1315	— 0,1166	+ 0,1431
η_5	— 0,2528	+ 0,3692	+ 0,0031	— 0,1018
η_6	+ 0,2049	— 0,2244	— 0,1821	+ 0,2288
η_7	— 0,3301	+ 0,4847	— 0,0044	— 0,1253
η_8	+ 0,2499	— 0,2690	— 0,2341	+ 0,2892
η_9	— 0,3762	+ 0,5654	— 0,0221	— 0,1369
η_{10}	+ 0,5750	— 0,3389	— 0,3411	— 0,0690
η_{11}	— 0,3857	— 0,0166	+ 0,5629	— 0,1239
η_{12}	+ 0,4997	— 0,2771	— 0,3047	— 0,0517
η_{13}	— 0,3484	+ 0,0020	+ 0,4841	— 0,0998
η_{14}	+ 0,4028	— 0,2161	— 0,2529	— 0,0413
η_{15}	— 0,2737	+ 0,0090	+ 0,3698	— 0,0734
η_{16}	+ 0,2471	— 0,1380	— 0,1493	— 0,0263
η_{17}	— 0,1621	+ 0,0046	+ 0,2202	— 0,0440
η_{18}	+ 0,0747	— 0,0541	— 0,0275	— 0,0169
η_{19}	+ 0,0074	— 0,0180	+ 0,0153	— 0,0108

Dritter Fall ($\bar{X}_d = 0$).

Wegen der Symmetrie sind die Einflußlinien für $\bar{X}_a$, $\bar{X}_b$, $\bar{X}_c$ und $\bar{X}_e$ die Spiegelbilder der oben ermittelten Einflußlinien.

Vierter Fall ($\bar{X}_d = 0$ und $\bar{X}_e = 0$).

Das Hauptsystem ist dreifach statisch unbestimmt. Für die Ordinaten der Einflußlinie $\bar{X}_a$ gilt:

$$\bar{X}_{am} = \frac{-\Sigma S_m \bar{S}_a \varrho}{\Sigma S_a \bar{S}_a \varrho}.$$

Für $\bar{S}_a$ ist:

$$\bar{S}_a = S_a + \mathfrak{x}_{ba} S_b + \mathfrak{x}_{ca} S_c.$$

$\mathfrak{x}_{ba}$ und $\mathfrak{x}_{ca}$ sind die statisch unbestimmten Größen in dem zweifach statisch unbestimmten System für den Zustand $\bar{X}_a = 1$. Sie sind zu bestimmen aus:

$$\Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ba} \Sigma S_b^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ca} \Sigma S_b S_c \varrho = 0$$
$$\Sigma S_a S_c \varrho + \mathfrak{x}_{ba} \Sigma S_b S_c \varrho + \mathfrak{x}_{ca} \Sigma S_c^2 \varrho = 0.$$

Wegen der Symmetrie ist $\mathfrak{x}_{ba} = \mathfrak{x}_{ca}$. Die Ausrechnung ergibt:

$$\mathfrak{x}_{ba} = \mathfrak{x}_{ca} = -0{,}610374.$$

Die obige Gleichung geht über in:

$$\bar{X}_{am} = -\frac{\Sigma S_a S_m \varrho + \mathfrak{x}_{ba} \Sigma S_b S_m \varrho + \mathfrak{x}_{ca} \Sigma S_c S_m \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho + \mathfrak{x}_{ba} \Sigma S_a S_b \varrho + \mathfrak{x}_{ca} \Sigma S_a S_c \varrho}.$$

$\bar{X}_{bm}$ und $\bar{X}_{cm}$ werden in gleicher Weise ermittelt.

Die Einflußlinienordinaten der drei statisch unbestimmten Größen $\bar{X}_a$, $\bar{X}_b$ und $\bar{X}_c$ sind in Tafel 6 angegeben.

Tafel 6.

Ordinate	$\bar{X}_a$	$\bar{X}_b$	$\bar{X}_c$	Ordinate	$\bar{X}_b$	$\bar{X}_c$
η_1	— 0,0005	+ 0,0167	— 0,0169	η_{12}	— 0,2719	— 0,2979
η_2	+ 0,0623	— 0,0253	— 0,0524	η_{13}	+ 0,0120	+ 0,4972
η_3	— 0,1944	+ 0,2259	+ 0,0090	η_{14}	— 0,2120	— 0,2473
η_4	+ 0,2278	— 0,1459	— 0,1353	η_{15}	+ 0,0164	+ 0,3794
η_5	— 0,3274	+ 0,3794	+ 0,0164	η_{16}	— 0,1353	— 0,1459
η_6	+ 0,3726	— 0,2473	— 0,2120	η_{17}	+ 0,0090	+ 0,2259
η_7	— 0,4215	+ 0,4972	+ 0,0120	η_{18}	— 0,0524	— 0,0253
η_8	+ 0,4618	— 0,2979	— 0,2719	η_{19}	— 0,0169	+ 0,0167
η_9	— 0,4766	+ 0,5791	— 0,0042			
η_{10}	+ 0,5360	— 0,3320	— 0,3320			
η_{11}	— 0,4766	— 0,0042	+ 0,5791			

Hiernach können die Einflußlinienordinaten eines beliebigen Systemstabes berechnet werden:

Es ist die m^{te} Ordinate:

Fall 1: $S_m = S_{om} + \bar{X}_{am} S_a + \bar{X}_{bm} S_b + \bar{X}_{cm} S_c + \bar{X}_{dm} S_d$ (wenn nur $\bar{X}_e = 0$ ist)

„ 2: $S_m = S_{om} + \bar{X}_{am} S_a + \bar{X}_{bm} S_b + \bar{X}_{cm} S_c + \bar{X}_{em} S_e$ (wenn nur $\bar{X}_d = 0$ ist)

„ 3: $S_m = S_{om} + \bar{X}_{am} S_a + \bar{X}_{bm} S_b + \bar{X}_{cm} S_c$ (wenn $\bar{X}_d = \bar{X}_e = 0$ ist).

S_{om} sind die Einflußlinienordinaten im statisch bestimmten System.

Welcher von diesen drei Fällen für einen bestimmten Stab in Betracht kommt, kann nur durch Probieren festgestellt werden. Ist z. B. eine Einflußlinie nach Fall 1 berechnet, aufgezeichnet und die maßgebende Laststellung eingezeichnet, so ist diese auf die Einflußlinie für $\bar{X}_d$ und $\bar{X}_e$ für den Fall 1 zu übertragen. Ergibt sich, daß z. B. für die maßgebende Laststellung sowohl $\bar{X}_d$, als auch $\bar{X}_e$ negativ wird, so ist die Einflußlinie des zu untersuchenden Stabes nach Fall 3 neu zu berechnen und auszuwerten.

Die so gefundenen Stabkräfte für $g = 2{,}25$ t/m und den Lastenzug G ($\varphi = 1{,}32$) sind (Tafel 7):

Tafel 7.

Stab	Spannkraft t	Stab	Spannkraft t	Stab	Spannkraft t
O_{II}	— 533			V_5	+ 61,7 / — 19,4
O_{III}	— 530	U_3	+ 396	V_6	+ 41,2 / — 61,7
O_{IV}	— 508	U_4	+ 445	V_7	+ 62,3 / — 45,0
O_V	— 544	U_5	+ 488	V_8	+ 35,0 / — 55,9
O_{VI}	— 546	U_6	+ 478	V_9	+ 28,2 / — 25,6
O_{VII}	— 602	U_7	+ 534	V_{10}	+ 44,1 / — 39,9
O_{VIII}	— 617	U_8	+ 544	D_9	+ 70,0 / — 43,9
O_{IX}	— 629	U_9	+ 600	D_{10}	+ 53,5 / — 34,3
O_X	— 624	U_{10}	+ 628	D_{IX}	+ 21,1

Ein Vergleich mit den in der Tafel 2 angegebenen Werten zeigt folgende Abweichungen:

Tafel 8.

Stab	Abweichung %	Stab	Abweichung %	Stab	Abweichung %	Stab	Abweichung %
O_{II}	— 5	O_X	— 1	U_{10}	0	V_9	∞ / — 55
O_{III}	— 5	U_3	— 9	V_5	+ 30 / — 50	V_{10}	∞ / + 11
O_{IV}	— 10	U_4	— 5	V_6	+ 3 / + 34	D_9	+ 15 / — 9
O_V	— 4	U_5	— 3	V_7	+ 43 / — 3	D_{10}	— 8 / ∞
O_{VI}	— 8	U_6	— 10	V_8	— 9 / + 14	D_{IX}	— 210
O_{VII}	— 2	U_7	— 4				
O_{VIII}	— 2	U_8	— 8				
O_{IX}	— 0	U_9	— 2				

Das Pluszeichen bedeutet eine Vergrößerung, das Minuszeichen eine Verminderung der Stabkraft gegenüber der angenäherten Berechnung.

Die Veränderung für die Gurtstäbe ist nicht beträchtlich, die Kräfte vermindern sich bis zu 10 %. Dagegen ist die Veränderung der Stabkräfte in den Füllungsgliedern so wesentlich, daß die angenäherte Berechnung als unbrauchbar bezeichnet werden muß.

Der Stab D_{IX} fällt ganz aus dem Rahmen, jedoch liegt das daran, daß D_{IX} als schlaffe Gegendiagonale im statisch bestimmten Teilsystem nicht einwandfrei ermittelt werden kann. Ähnlich verhält es sich mit den Stäben V_{10}, D_9 und D_{10}, da sie nach der angenäherten Berechnung nur auf Zug berechnet worden sind.

Der Einfluß der schlaffen Stäbe $\overline{X}_d$ und $\overline{X}_e$ ist in diesem einen Beispiel sehr gering, diese beiden Größen hätten daher von vornherein vernachlässigt werden dürfen. Ob aber diese Vernachlässigung bei allen ähnlichen Aufgaben gemacht werden darf, insbesondere in den Fällen, wo die Einflußlinien der schlaffen Stäbe überwiegend positiv und deren Stabkraft im Verhältnis zu den übrigen Stabkräften nicht sehr gering ist, ist zweifelhaft. Vernachlässigt man den Einfluß der schlaffen Stäbe X_d und X_e dennoch, so werden die Ergebnisse dieser Berechnungsart sich den wirklich auftretenden Spannkräften besser nähern als die des angenäherten Verfahrens unter Zugrundelegung zweier Teilsysteme.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Elastizität der Baustoffe.

Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur.

(Nach einem Vortrage, gehalten am 6. Mai 1926 in der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von **Otto Graf.**

(Fortsetzung aus Heft 34.)

Zu der Mannigfaltigkeit der Verhältnisse, die aus den Festigkeitseigenschaften des Zements sowie aus der Menge des Anmachwassers hervorgehen, tritt die schon geschilderte Vielgestaltigkeit der Verhältnisse der natürlichen Zuschläge des Betons (Sand, Kies, Schotter). Der Beton wird aus Teilen aufgebaut, die sehr verschiedene elastische Eigenschaften aufweisen. Stellen wir beispielsweise gießfähigen Beton aus Portlandzement, Flußsand (ein Gemenge aus Sandstein, Kalkstein, Quarziten), ferner aus Basaltschotter zusammen — ein praktisch vorkommender Fall —, so enthält der Beton in wechselvoller Mischung Stücke, deren Dehnungszahl zwischen etwa 1/50000 und 1/1100000 liegen, sich also etwa wie 1:22 verhalten kann.

Zusammenstellung 2.

1	2	3	4
Würfelfestigkeit K kg/cm²	Dehnungszahl α der Federung nach den Versuchen in Stuttgart: in üblicher Bezeichnung	in Milliontel	$\alpha = \left(1{,}7 + \frac{1}{K} \cdot 300\right)$ Milliontel; $E = \frac{1\,000\,000}{1{,}7 + \frac{1}{K} \cdot 300}$
100	1 : 215 000	4,7	1 : 213 000 = 4,7 Milliontel
200	1 : 300 000	3,3	1 : 312 000 = 3,2 „
300	1 : 360 000	2,8	1 : 370 000 = 2,7 „
400	1 : 410 000	2,4	1 : 408 000 = 2,45 „
500	1 : 440 000	2,3	1 : 435 000 = 2,3 „
600	1 : 463 000	2,2	1 : 455 000 = 2,2 „
			Für die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen wird vorgeschlagen $\alpha = \left(1{,}7 + \frac{1}{K} \cdot 360\right)$ Milliontel

Bei dieser Sachlage blieb zunächst nur übrig, ungefähre Zusammenhänge zwischen der Elastizität des Betons und seinen sonstigen Eigenschaften zu suchen; es fand sich bei solchen Zusammenstellungen u. a. zwischen der Druckfestigkeit des Betons und seiner Elastizität die in Abb. 20 dargestellte Punktschar; nach Feststellung von Gruppenmittelpunkten ließ sich durch diese die eingezeichnete Kurve ziehen; sie folgt der in Zusammenstellung 2 angegebenen Gleichung. Solche Darstellungen bieten wohl dem Konstrukteur gewisse Behelfe, fordern aber zur weiteren Verfolgung auf, weil die Streuung der Punktschar eine große ist. Es war geboten, zunächst unter einfachen Verhältnissen zu erkunden, wie sich die Elastizität des Natursteins im Beton geltend macht. Dies ist unter Verwendung des Zements geschehen, zu dem Abb. 17 gehört, und mit den Natursteinen, deren elastisches Verhalten in Abb. 13 bis 15 im Auszuge dargestellt ist. Das Mischungsverhältnis betrug 1 G.-T. Zement und 2 G.-T. Gestein. Abb. 21 enthält die Ergebnisse, die bei erstmaliger Druckbelastung festzustellen waren.[21]) Wir sehen, daß die Dehnungszahl des Betons in hohem Maße von den Eigenschaften des Gesteinsmaterials abhängt; in Abb. 21 reichen die Dehnungszahlen von rd. 1/100000 bis 400000, verhalten sich also wie 4:1. Die Ergebnisse in den beiden zuletzt besprochenen Abb. 20 und 21 geben Anlaß zu besonderer Aufmerksamkeit des Konstrukteurs, wenn es sich um wichtige rechnerische Untersuchungen handelt, weil es heute u. a. im Eisenbetonbau üblich ist, die Dehnungszahl des Betons zu 1/140000 einzuführen, also größer vorauszusetzen, als sie in Wirklichkeit oft ist.

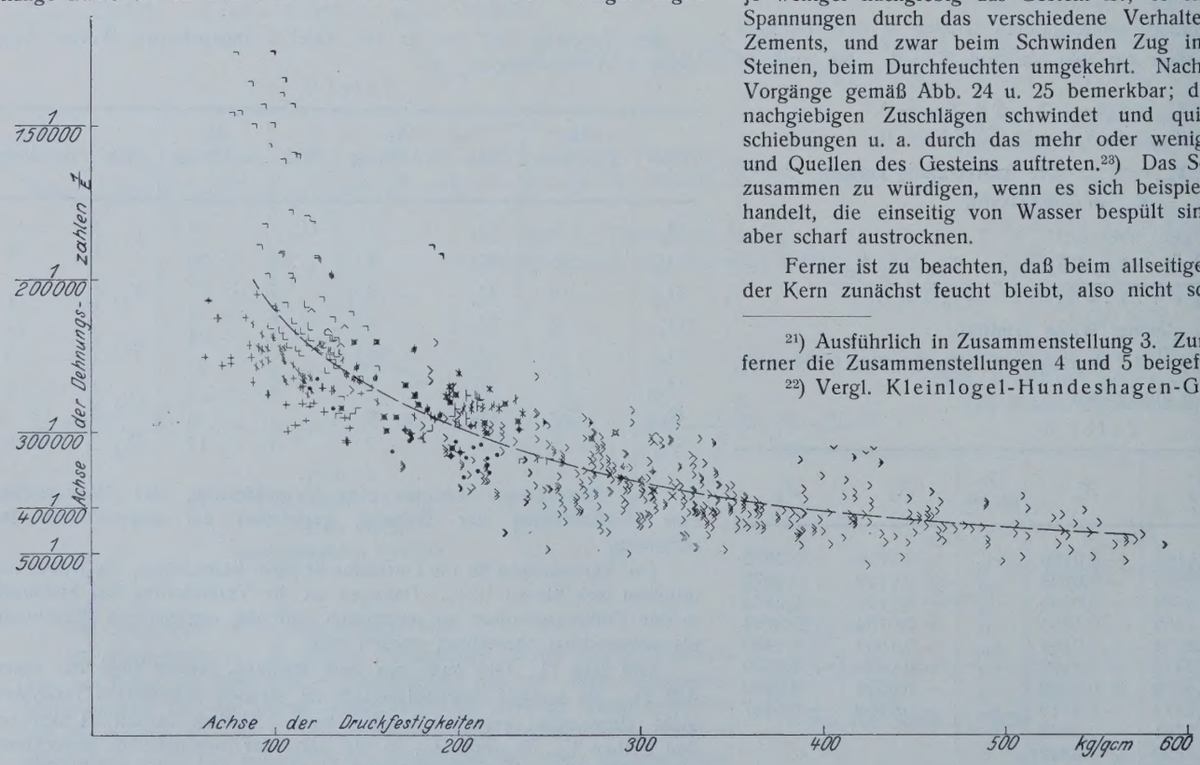


Abb. 20.

Bevor die elastischen Eigenschaften des Betons weiterverfolgt werden, ist an eine Besonderheit zu erinnern, die im Betonbau nicht selten Schwierigkeiten verursacht. Natursteine, ebenso der erhärtete Zement, haben nämlich die Eigenschaft, beim Austrocknen ihren Rauminhalt zu verkleinern, also zu schwinden, beim Durchfeuchten aber zu quellen.[22]) Der erhärtete Zement führt außerdem weit größere Raumänderungen aus als die meist verwendeten Natursteine. Infolgedessen wird im Beton das Schwinden und Quellen des Zements durch die eingebetteten Steine gehindert, um so mehr, je weniger nachgiebig das Gestein ist; es entstehen erhebliche innere Spannungen durch das verschiedene Verhalten des Gesteins und des Zements, und zwar beim Schwinden Zug im Zement, Druck in den Steinen, beim Durchfeuchten umgekehrt. Nach außen machen sich diese Vorgänge gemäß Abb. 24 u. 25 bemerkbar; der Beton mit den weniger nachgiebigen Zuschlägen schwindet und quillt weniger, wobei Verschiebungen u. a. durch das mehr oder weniger ausgeprägte Schwinden und Quellen des Gesteins auftreten.[23]) Das Schwinden und Quellen ist zusammen zu würdigen, wenn es sich beispielsweise um starke Wände handelt, die einseitig von Wasser bespült sind, auf der anderen Seite aber scharf austrocknen.

Ferner ist zu beachten, daß beim allseitigen Austrocknen des Betons der Kern zunächst feucht bleibt, also nicht schwindet, während an der

---

[21]) Ausführlich in Zusammenstellung 3. Zur weiteren Beurteilung sind ferner die Zusammenstellungen 4 und 5 beigefügt.

[22]) Vergl. Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton, Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 314 u. f.; ferner Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 78 u. f. Berlin 1921. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[23]) Für die in Abbild. 24, 25 u. 26 genannten Zuschläge betrug die Längenänderung beim Durchfeuchten in 30 Tagen: Hochofenschlacke 0,02, Basalt 0, Muschelkalk 0,03, Granit 0,32, Buntsandstein 0,13 mm/m.

1. Versuch						2. Versuch					3. Versuch					4. Versuch					Zahl der Lastwechsel beim
Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l=7{,}5$ cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Zusammendrückungen auf $l=7{,}5$ cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l=7{,}5$ cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l=7{,}5$ cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch

1. Körper IIa aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ und 2 Gewichtsteilen Buntsandstein. $w=0{,}39$. $a=7{,}05$ cm; $b=6{,}98$ cm; $h=17{,}37$ cm; $r=2{,}15$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 318 Tage.

						2 Tage nach dem 1. Versuch					¾ Stunden nach Beendigung des 2. Versuchs					1 Monat nach dem 3. Versuch								
0,1 ÷ 15,2	0,81	0,09	0,72	1/149 000	1/132 000	0,84	0,01	0,83	1/129 000	1/127 000	0,1 ÷ 15,2	0,87	0	0,87	1/123 000	1/123 000	0,1 ÷ 15,2	0,90	0,12	0,78	1/137 000	1/119 000	2	2	2	2
0,1 ÷ 30,5	1,83	0,32	1,51	1/142 000	1/117 000	1,80	0,02	1,78	1/121 000	1/119 000	15,2 ÷ 30,5	0,96	0,15	0,81									2	2	3	—
0,1 ÷ 45,7	2,92	0,58	2,34	1/138 000	1/111 000	2,71	0,04	2,67	1/121 000	1/119 000	30,5 ÷ 45,7	0,91	0,21	0,70			0,1 ÷ 45,7	2,85	0,28	2,57	1/126 000	1/113 000	3	2	3	2
0,1 ÷ 61,0	4,03	0,81	3,22	1/134 000	1/107 000	3,54	0,05	3,49	1/123 000	1/122 000	45,7 ÷ 61,0	0,96	0,23	0,73			0,1 ÷ 61,0	3,69	0,31	3,38	1/127 000	1/117 000	5	2	3	2
0,1 ÷ 91,5	6,02	1,20	4,82	1/134 000	1/107 000	5,10	0,06	5,04	1/128 000	1/127 000	61,0 ÷ 91,5	1,51	0,33	1,18			0,1 ÷ 91,5	5,25	0,41	4,84	1/134 000	1/123 000	5	2	3	2
0,1 ÷ 122,0	7,92	1,55	6,37	1/135 000	1/109 000	6,63	0,18	6,45	1/134 000	1/130 000	91,5 ÷ 122,0	1,40	0,46	0,94	1/230 000	1/154 000	0,1 ÷ 122,0	6,70	0,54	6,16	1/140 000	1/129 000	6	5	4	2
	1/944 cm					1/944 cm						1/944 cm						1/944 cm								

2. Körper IIIb aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ und 2 Gewichtsteilen Granit. $w=0{,}31$. $a=6{,}99$ cm; $b=7{,}01$ cm; $h=17{,}20$ cm; $r=2{,}34$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 331 Tage.

						2 Tage nach dem 1. Versuch					4 Stunden nach Beendigung des 2. Versuchs					13 Tage nach dem 3. Versuch								
0,1 ÷ 15,3	0,43	0,05	0,38	1/284 000	1/251 000	0,46	0,02	0,44	1/245 000	1/235 000	0,1 ÷ 15,3	0,45	0,01	0,44	1/245 000	1/240 000	0,1 ÷ 15,3	0,46	0,02	0,44	1/245 000	1/235 000	3	3	2	2
0,1 ÷ 30,6	0,90	0,09	0,81	1/268 000	1/241 000	0,92	0,03	0,89			15,3 ÷ 30,6	0,47	0,05	0,42			0,1 ÷ 30,6	0,94	0,04	0,90	1/241 000	1/231 000	2	3	2	2
0,1 ÷ 45,9	1,44	0,20	1,24	1/263 000	1/226 000	1,39	0,04	1,35			30,6 ÷ 45,9	0,50	0,09	0,41			0,1 ÷ 45,9	1,43	0,05	1,38	1/236 000	1/228 000	4	3	2	2
0,1 ÷ 61,2	1,95	0,27	1,68	1/259 000	1/223 000	1,86	0,04	1,82			45,9 ÷ 61,2	0,51	0,08	0,43			0,1 ÷ 61,2	1,89	0,06	1,83	1/237 000	1/230 000	3	2	3	2
0,1 ÷ 91,8	3,11	0,51	2,60	1/251 000	1/210 000	2,77	0,05	2,72			61,2 ÷ 91,8	0,90	0,11	0,79			0,1 ÷ 91,8	2,79	0,09	2,70	1/242 000	1/234 000	6	4	3	2
0,1 ÷ 122,4	4,23	0,73	3,50	1/248 000	1/206 000	3,64	0,09	3,55	1/245 000	1/239 000	91,8 ÷ 122,4	0,85	0,14	0,71	1/307 000	1/256 000	0,1 ÷ 122,4	3,67	0,17	3,50	1/248 000	1/237 000	5	4	4	2
	1/948 cm					1/948 cm						1/948 cm						1/948 cm								

3. Körper VIIc aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ und 2 Gewichtsteilen Muschelkalk. $w=0{,}29$. $a=7{,}00$ cm; $b=7{,}00$ cm; $h=17{,}37$ cm; $r=2{,}36$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 264 Tage.

0,1 ÷ 15,3	0,39	0,01	0,38	1/282 000	1/274 000																		2			
0,1 ÷ 30,6	0,78	0,02	0,76	1/283 000	1/276 000																		2			
0,1 ÷ 45,9	1,21	0,08	1,13	1/286 000	1/267 000																		3			
0,1 ÷ 61,2	1,64	0,14	1,50	1/287 000	1/263 000																		3			
0,1 ÷ 91,8	2,56	0,24	2,32	1/279 000	1/253 000																		4			
0,1 ÷ 122,4	3,56	0,41	3,15	1/274 000	1/242 000																		5			
	1/940 cm																									

4. Körper VIIIb aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ und 2 Gewichtsteilen Normalsand. $w=0{,}33$. $a=7{,}00$ cm; $b=7{,}00$ cm; $h=17{,}21$ cm; $r=2{,}23$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 267 Tage.

0,1 ÷ 15,3	0,32	0,01	0,31	1/345 000	1/335 000																		2			
0,1 ÷ 30,6	0,63	0,01	0,62	1/347 000	1/341 000																		2			
0,1 ÷ 45,9	0,95	0,02	0,93	1/347 000	1/340 000																		2			
0,1 ÷ 61,2	1,29	0,02	1,27	1/339 000	1/334 000																		2			
0,1 ÷ 91,8	2,00	0,05	1,95	1/332 000	1/323 000																		3			
0,1 ÷ 122,4	2,73	0,09	2,64	1/327 000	1/316 000																		3			
	1/940 cm																									

5. Körper XIb aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ und 2 Gewichtsteilen Normalsand. $w=0{,}25$. $a=7{,}01$ cm; $b=7{,}04$ cm; $h=17{,}02$ cm; $r=2{,}29$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 266 Tage.

0,1 ÷ 15,2	0,27	0	0,27	1/393 000	1/393 000																		3			
0,1 ÷ 30,4	0,54	0	0,54	1/395 000	1/395 000																		3			
0,1 ÷ 45,5	0,83	0,02	0,81	1/395 000	1/386 000																		2			
0,1 ÷ 60,7	1,12	0,03	1,09	1/392 000	1/382 000																		2			
0,1 ÷ 91,1	1,71	0,07	1,64	1/391 000	1/375 000																		3			
0,1 ÷ 121,5	2,32	0,11	2,21	1/387 000	1/369 000																		4			
	1/940 cm																									

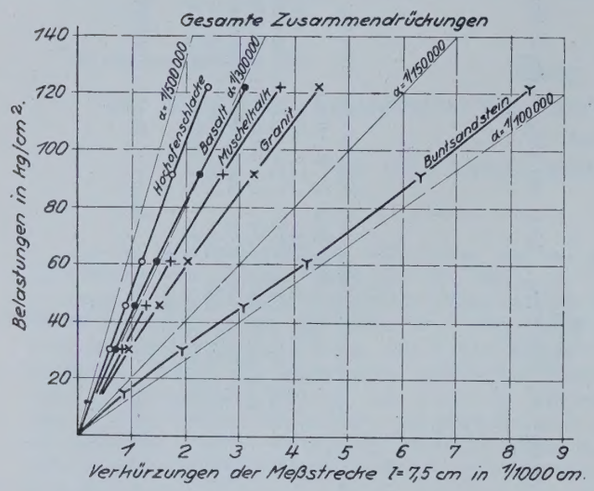
6. Körper Ib aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ und 2 Gewichtsteilen Basalt. $w=0{,}31$. $a=6{,}99$ cm; $b=7{,}00$ cm; $h=17{,}35$ cm; $r=2{,}50$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 317 Tage.

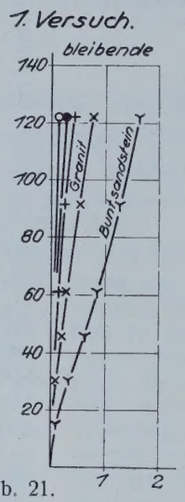
						1 Tag nach dem 1. Versuch					1 Tag nach dem 2. Versuch					12 Tage nach dem 3. Versuch								
0,1 ÷ 15,3	0,32	0	0,32	1/335 000	1/335 000	0,32	0	0,32	1/335 000	1/335 000	0,1 ÷ 15,3	0,35	0	0,35	1/306 000	1/306 000	0,1 ÷ 15,3	0,37	0	0,37	1/290 000	1/290 000	2	2	2	2
0,1 ÷ 30,7	0,67	0,02	0,65	1/331 000	1/321 000	0,67	0,01	0,66			15,3 ÷ 30,7	0,40	0,04	0,36			0,1 ÷ 30,7	0,74	0,01	0,73	1/295 000	1/291 000	2	2	3	2
0,1 ÷ 46,0	1,02	0,03	0,99	1/327 000	1/317 000	1,04	0,02	1,02			30,7 ÷ 46,0	0,38	0,03	0,35			0,1 ÷ 46,0	1,11	0,02	1,09	1/297 000	1/291 000	2	3	2	2
0,1 ÷ 61,3	1,40	0,07	1,33	1/325 000	1/308 000	1,39	0,02	1,37			46,0 ÷ 61,3	0,35	0,01	0,34			0,1 ÷ 61,3	1,46	0,03	1,43	1/302 000	1/296 000	3	3	3	2
0,1 ÷ 92,0	2,16	0,15	2,01	1/322 000	1/300 000	2,06	0,03	2,03			61,3 ÷ 92,0	0,64	0,03	0,61			0,1 ÷ 92,0	2,13	0,05	2,08	1/311 000	1/304 000	4	3	4	2
0,1 ÷ 122,7	2,95	0,26	2,69	1/321 000	1/293 000	2,74	0,06	2,68	1/322 000	1/315 000	92,0 ÷ 122,7	0,65	0,06	0,59	1/367 000	1/333 000	0,1 ÷ 122,7	2,83	0,11	2,72	1/318 000	1/305 000	4	4	4	2
	1/940 cm					1/940 cm						1/940 cm						1/940 cm								

7. Körper IXa aus 1 Gewichtsteil Zement „H“ u. 2 Gewichtsteilen Hochofenstückschlacke. $w=0{,}28$. $a=7{,}00$ cm; $b=7{,}02$ cm; $h=17{,}43$ cm; $r=2{,}48$ g/cm³. Alter bei Beginn der Prüfung: 266 Tage.

0,1 ÷ 15,3	0,29	0,01	0,28	1/382 000	1/368 000																		2			
0,1 ÷ 30,5	0,57	0,02	0,55	1/390 000	1/376 000																		3			
0,1 ÷ 45,8	0,85	0,05	0,80	1/403 000	1/379 000																		3			
0,1 ÷ 61,1	1,14	0,08	1,06	1/406 000	1/377 000																		2			
0,1 ÷ 91,6	1,67	0,11	1,56	1/414 000	1/386 000																		2			
0,1 ÷ 122,2	2,28	0,14	2,14	1/402 000	1/377 000																		2			
	1/940 cm																									

Zuschlagstoffe und Wassermenge w.
o Hochofenschlacke, $w = 0{,}28$
• Basalt, $w = 0{,}31$;
+ Muschelkalk, $w = 0{,}29$;
× Granit, $w = 0{,}31$;
Y Buntsandstein, $w = 0{,}39$.





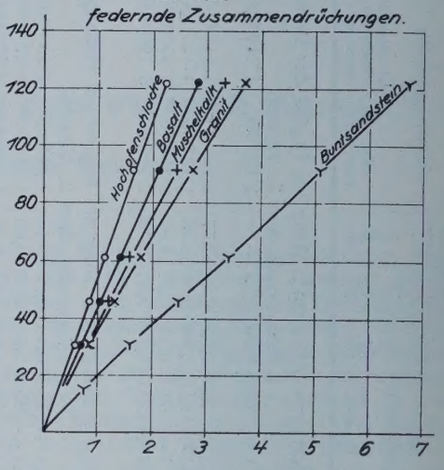
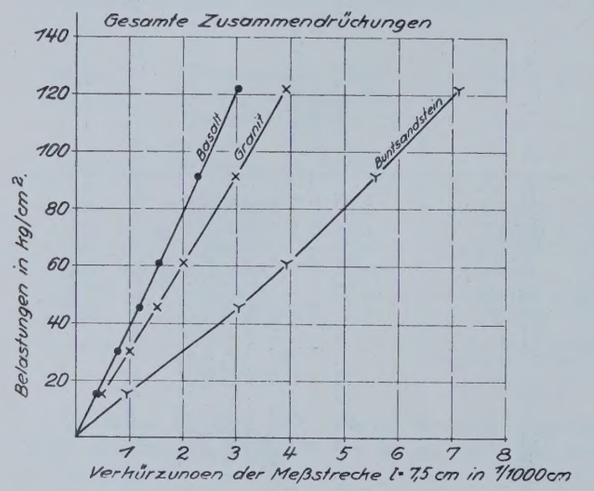
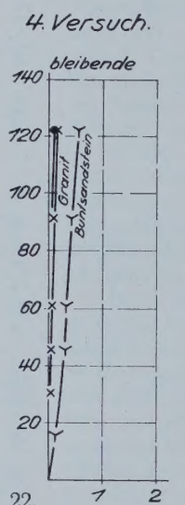


Abb. 21 u. 22. Zusammendrückungen von Betonkörpern mit verschiedenen Zuschlagstoffen, bestehend aus 1 Gewichtsteil Zement „H“, 2 Gewichtsteilen des Zuschlagstoffes und w Gewichtsteilen Wasser. Lagerung der Probekörper: 2 Tage unter feuchten Tüchern, 5 Tage unter Wasser, dann 8 bis 10 Monate trocken.

Abb. 21.





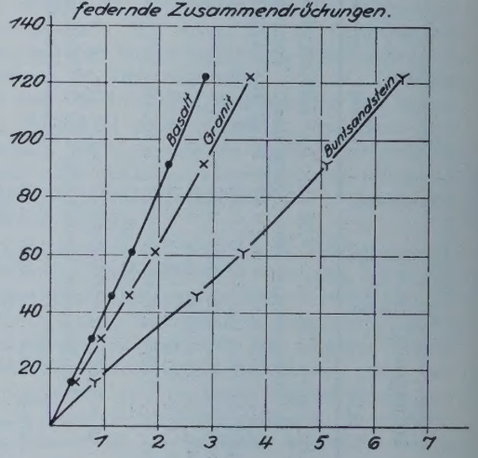


Abb. 22.

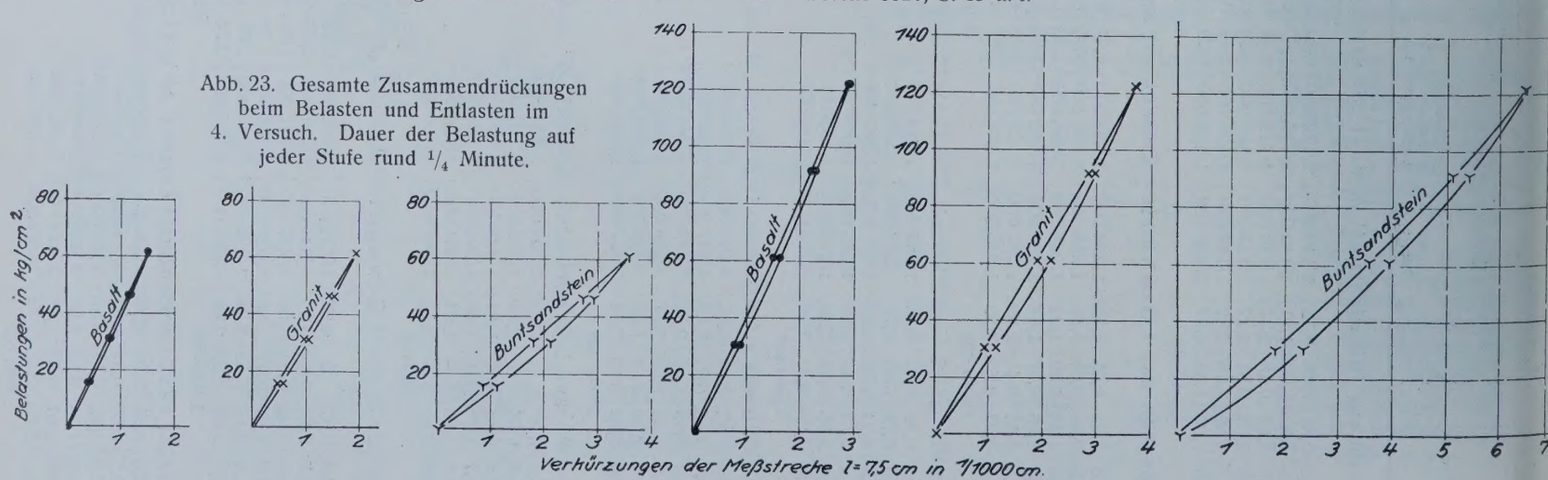
Oberfläche das Austrocknen und Schwinden schon eingesetzt hat. Überdies liefern Zemente verschiedener Zusammensetzung und Herkunft sehr verschiedene Schwindmaße.

Der Beton enthält hiernach dauernd Spannungen, die ohne äußere Belastung entstehen und deren Richtung sowie Verteilung von dem Feuchtigkeitszustande des Betons abhängt. Verwandte Erscheinungen sind auch von Untersuchungen an andern Stoffen bekannt; beim Beton treten sie uns besonders anschaulich entgegen; sie erschweren die Erforschung des elastischen Verhaltens des Baustoffs, namentlich bei oftmaliger Belastung, weil während eines Versuchs, der längere Zeit in Anspruch nimmt, Änderungen der inneren Vorspannungen an sich zu erwarten sind, sofern nicht vorher langdauerndes Austrocknen oder Durchfeuchten im Versuchsraum stattgefunden hat, was meines Wissens bei den früher bekanntgewordenen Versuchen nicht berücksichtigt wurde. Dazu kommt, daß nasser Beton an sich andere Elastizität aufweisen kann, wie schon aus den Versuchen mit den Natursteinen hervorgeht. Ein lehrreiches Beispiel enthält Abb. 27.[24]) Trocken gelagerter Beton war erheblich nachgiebiger als unter Wasser gelagerter; überdies wurde der trocken aufbewahrte Beton zunächst mit steigendem Alter nachgiebiger; später (nach dem 5. Jahr) zeigte er Abnahme der Formänderungen.

(Fortsetzung folgt.)

[24]) Aus Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1920, S. 43 u. f.

Abb. 23. Gesamte Zusammendrückungen beim Belasten und Entlasten im 4. Versuch. Dauer der Belastung auf jeder Stufe rund $^1/_4$ Minute.



Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. August erschienene Heft 16 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Rudolf Bernhard: Eisenbetonschnellbau mit Einschalformen aus Stahl in den U. S. A. — Dipl.-Ing. Alexander Steiner: Großwarenhausbau in Athen. — Dr. techn. Eduard Proksch: Der Einsturz der Milcovbrücke bei Focsani in Rumänien. — Oberingenieur Alfons Schroeter: Ueber die Notwendigkeit einer einheitlichen Bestimmung des Materialbedarfs für Beton und Traßbeton im Zusammenhang mit der Notwendigkeit einer wissenschaftlichen Bauforschung. — Dr.-Ing. N. Kelen: Eine Versuchsstaumauer in Kalifornien.

Dezernat der preußischen Baugewerkschulen und Kunstgewerbeschulen. Der Dezernent für die preußischen Baugewerkschulen und Kunstgewerbeschulen im Ministerium für Handel und Gewerbe in Berlin, Ministerialrat Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. Muthesius tritt am 1. Oktober 1926 in den Ruhestand. Als sein Nachfolger ist der Direktor der Staatlichen Baugewerkschule in Berlin—Neukölln, Oberstudiendirektor Prof. Leopold Peters berufen worden.

Umbau des Bahnhofs Cannon Street in London. Der Londoner Bahnhof Cannon Street, ein aus dem Jahre 1865 stammender Kopfbahnhof, hat im wesentlichen noch die Gestalt, die ihm etwa vor 50 Jahren gegeben worden ist. Auf einer Breite von 62,5 m hat er neun Bahnsteigkanten mit zehn Gleisen (s. Abb. 1). Er wurde früher so betrieben, daß die Züge, obgleich er ein Kopfbahnhof ist, hier nicht endigten, sondern nach dem Bahnhof London Bridge weiterfuhren; neuerdings ist diese Betriebsart aufgegeben worden, die Züge beginnen und endigen auf dem Bahnhof Cannon Street, die einfahrenden Züge fahren also auf derselben Strecke wieder aus, auf der sie angekommen sind. Dadurch und durch sonstige Änderungen ist der Betrieb sehr vereinfacht worden, und es hat sich nunmehr nötig gemacht, die Gleisanlagen gründlich umzubauen. Unmittelbar an den Bahnhof schließt sich eine Brücke über die Themse

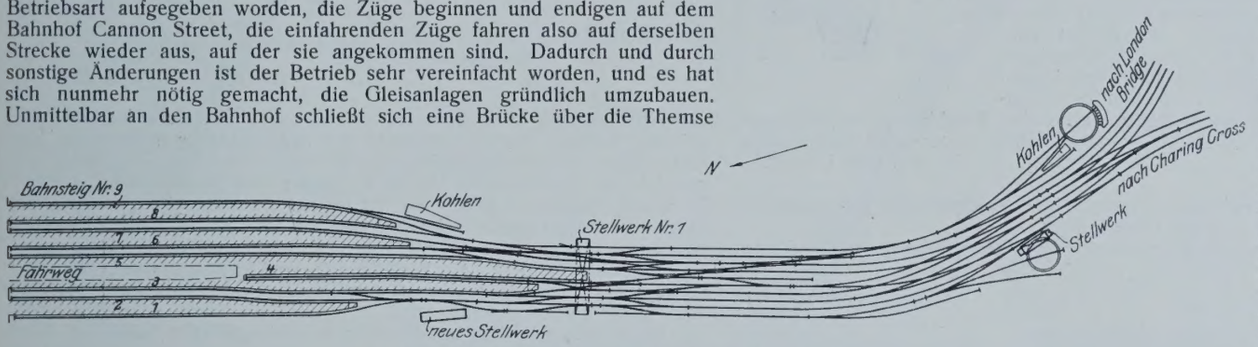


Abb. 1. Bahnhof Cannon Street vor dem Umbau.

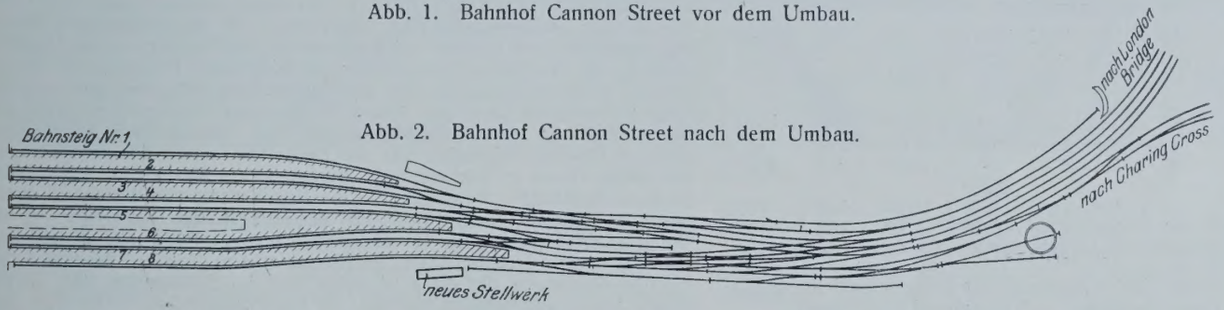


Abb. 2. Bahnhof Cannon Street nach dem Umbau.

an, die mit neun Gleisen überschritten wird; einer der Bahnsteige, der wegen der hinter ihm liegenden Einfahrt für die Droschken weiter vorgeschoben ist als die übrigen, reicht bis mitten auf die Brücke. Diese Lage des Bahnhofs erschwert schon den Entwurf der Gleisanlagen, ist aber in noch viel höherem Maße ein Hindernis beim Umbau. Um diesen zu bewerkstelligen, hat man sich daher zu einer Gewaltmaßnahme entschließen müssen: Von Sonnabend, den 5. Juni, nachmittags 3 Uhr, bis Montag, den 28. Juni, 4 Uhr morgens, wurde der Bahnhof für den Verkehr geschlossen, so daß die Umbauarbeiten ohne Störung durch den Betrieb, der wochentäglich 1500 Züge umfaßt, ausgeführt werden konnten.

Bei der neuen Anlage des Bahnhofs (s. Abb. 2) führen vier Gleise nach London Bridge wie bisher, die im Linienbetrieb befahren werden, und zwei nach Charing Cross. Alle vier Gleise von und nach London Bridge haben Verbindung mit allen Bahnsteiggleisen. Alle diese Gleise werden für elektrischen Betrieb eingerichtet; da aber diese Art der Zugförderung noch nicht allgemein durchgeführt ist, werden auf einer Gleisgruppe die Stromschienen nicht gleich mit verlegt; die Anlagen sind aber so entworfen, daß das Aufbringen dieser Schiene ohne weiteres möglich ist. Nach Charing Cross zweigt außerhalb des Bahnhofs ein drittes Gleis ab; das entspricht der Dreizahl der Gleise in der Verbindung zwischen Charing Cross und London Bridge, die den Bahnhof Cannon Street umgeht. Diese Verbindungen werden wie bisher nur zur Überführung von Lokomotiven und Leerzügen benutzt.

Die Signale und Weichen des bisherigen Bahnhofs Cannon Street werden von einer Stellerei aus bedient, die erhöht quer über die ganze Breite der Themsebrücke reicht. Mit ihren 243 Hebeln galt sie lange Zeit für das größte Stellwerk. Sie wird beseitigt und durch ein elektrisches Stellwerk ersetzt, für das sich, da es erheblich weniger Raum einnimmt, neben den Gleisanlagen Platz finden ließ. Alle Signale sind Lichtsignale.

Neben dem Umstande, daß der Bahnhof Cannon Street während der Bauarbeiten geschlossen wird, ist das bemerkenswerteste an dem Umbau, daß die gesamten etwa 300 m langen Gleisanlagen zunächst auf einem freien Felde in der Nähe des Bahnhofs New Cross, etwa 6 km von Charing Cross entfernt, vollständig mit den elektrischen Verbindungen, mit dem Antriebe der Weichen und allem Zubehör zusammengebaut worden sind, um nunmehr dort Stück für Stück aufgehoben und in Cannon Street endgültig wieder verlegt zu werden. Es mag dies mit der Gewohnheit der Engländer zusammenhängen, im Weichenbau nicht mit Regelformen zu arbeiten, sondern die Gleisverbindungen auf einem Schnürboden aufzureißen und danach die Weichen zusammenzustellen. Bei so beengten Verhältnissen, wie sie in Cannon Street vorliegen, dürfte es auch Schwierigkeiten haben, mit Regelformen überall auszukommen. Das hier angewendete Arbeitsverfahren ist zwar teuer, es bietet aber die Gewähr, daß beim Bau der Gleise und Weichen an ihrer endgültigen Verwendungsstelle keine unerwarteten Schwierigkeiten auftreten, die Anlaß zu Zeitverlusten geben würden. Krane zum Aufheben der alten und zum Verlegen der neuen Gleisanlagen sind bereitgestellt, und es sind genaue Pläne für die Züge zum Abfördern der ausgebauten und zum Heranbringen der einzubauenden Teile ausgearbeitet, deren Gewicht mehrere 1000 t beträgt. Zur Durchführung der Arbeiten stehen 500 Oberbauarbeiter und 250 andere Arbeiter zur Verfügung, die in drei Schichten arbeiten. Außer den Gleisarbeiten muß noch die Stellerei mit den Stützen, die sie auf der Brücke tragen, abgebrochen werden, und das neue elektrische Stellwerk muß betriebsfertig gemacht werden; endlich sind noch einige Veränderungen an den Bahnsteigen vorzunehmen.

Die Arbeiten zum einstweiligen Zusammenbau der Gleise und Weichen sind schon seit längerer Zeit im Gange; sie sind teilweise von den eigenen Kräften der Südbahngesellschaft, teilweise von den Werken, die die einzelnen Teile geliefert haben, ausgeführt worden. Diese wiederum sind teilweise in den bahneigenen Werkstätten hergestellt, teilweise von bahnfremden Werken bezogen worden. Kleine vorbereitende Arbeiten an Ort und Stelle sind schon im Laufe des letzten Jahres ausgeführt worden, und auch an der dritten Seite des Gleisdreiecks, das durch die Zufahrten zu Cannon Street, Charing Cross und London Bridge und deren Verbindung auf dem Südufer der Themse gebildet wird, sind schon einige mit dem Neubau von Cannon Street zusammenhängende Änderungen vorgenommen worden. Ebenso sind einzelne Träger der Themsebrücke, deren Beanspruchung sich durch den Umbau ändert, im voraus verstärkt worden.

Wkk.

Abfangung einer zehn Stockwerke tragenden gußeisernen Säule. Das in Frage kommende Gebäude hat gußeiserne Säulen, die auf Trägerrosten in Betonklötzen gegründet sind. Um eine neue Schaufensterfront im ersten Stock zu schaffen, wurde es nach einem Bericht von Ing. Abott in Eng. News-Rec. 1926, S. 1030, erforderlich, eine der Säulen zu entfernen. Diese Arbeit wurde mit Hilfe von kurzen stählernen Abfangeträgern und ankeilbaren hölzernen Steifen (letztere für das zeitweilige Entlasten der Säule in Deckenhöhe des zweiten Stockes) bewerkstelligt. Die Arbeit wurde derart entworfen und ausgeführt, daß die darüberliegenden Stockwerke benutzbar blieben.

Zwei kurze 92 cm hohe Blechträger T_1 und T_2 (Abfangeträger) waren an der rechteckigen Säule in Höhe Unterflansch der Deckenträger des zweiten Stockwerkes durch 55 Stück zöllige kegelige Bolzen in jeder Seite festgeschraubt. Die Abfangeträger T_1 und T_2 kragten vor- und rückwärts der Säule aus und dienten auf diese Weise als Anfallpunkte für die hölzernen Ankeilsteifen. Diese bestanden aus je 2 Stück 31 $\times$ 31 cm starken Hölzern, die mit zwei 31 cm hohen U-Eisen (als Schwellen) zusammengehalten waren. Die Ankeilsteife an der Straßenseite ruhte auf der Grundmauer des Gebäudes, die andere war durch 10-cm-Bohlen ebenfalls auf 13 $\times$ 31-cm-Holzstielen ausgeschwertet und ruhte auf einem Holzrost auf dem Baugrunde. Durch Ankeilen der U-Eisen-Schwellen wurden nun die Ankeilsteifen genügend angehoben, um die Säule zu entlasten. Nun wurde die Hälfte der gußeisernen Säule mittels Schneidebrenners abgebrannt und dann der innere von den zwei Säulenunterzügen U_2 unter den Abfangen

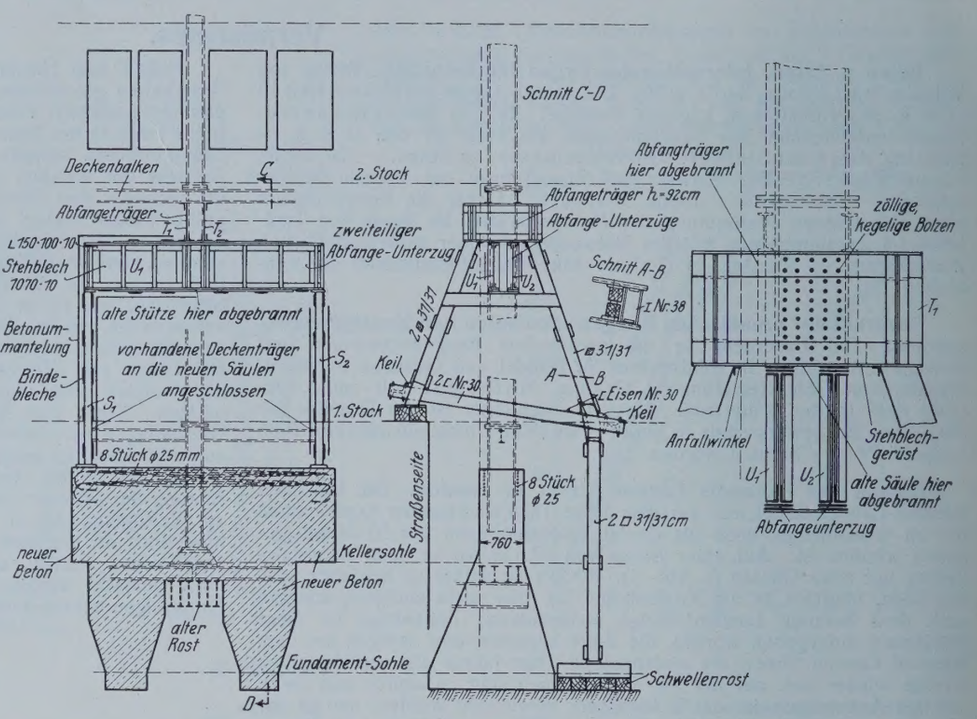
träger eingeschoben; die Säulenunterzüge ruhten auf zwei neu angefertigten Endstützen S_1 und S_2, die wiederum auf einem Eisenbetonträger aufsaßen, der auf dem alten Fundamentpfeiler eingebaut war.

Alsdann wurde der Rest der alten Säule abgebrannt und entfernt und der zweite Unterzug U_1 der Außenseite mit seinen stützenden Säulen montiert, wodurch das neue Stahlgerüst vervollständigt war. Das Stahlgerüst wurde gehoben durch Anheben der Säulenfußplatten mit Preßtöpfen, um die hölzernen Steifen zu entlasten. Die 65 mm dicken Fußplatten der neuen Säulen sind mit Schmelzzementbrei untergossen, und die Preßtöpfe wurden so lange angehoben belassen, bis der Zement abgebunden hatte. Schließlich sind noch die Enden der auf der Straßenseite des Gebäudes hervorragenden Abfangeträger abgebrannt worden.

Die neuen Träger sind 5,2 m lang und bestehen aus Stehblechen 107 × 1,0 cm, Gurtwinkeln 150 × 100 × 10 mm und zwei Kopfplatten. Sie stützen sich an jedem Ende auf die neuen Säulen, die, wie in der Abbildung gezeigt, auf einem neu eingebauten Eisenbetonfundament ruhen. —

Die geschilderte Abfangungsweise ist durch ihre Einfachheit bemerkenswert. Für hiesige Verhältnisse ist zu beachten, daß bei uns gußeiserne Stützen nicht wie in den Vereinigten Staaten meist kastenförmig, sondern vorwiegend rund ausgebildet sind. In diesem Falle entstünden natürlich Schwierigkeiten wegen des Anschlusses der Abfangeträger. Dagegen ist das Abfangeverfahren ohne weiteres bei flußeisernen Stützen anwendbar.

Dr.-Ing. Luz David.



Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1926. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt [1]	Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1024	40	538	1602 (1987)[1]	919	105	—
Berlin . . .	3895	142	239	4276 (4228)	—	—	—
Braunschweig .	946	64	75	1085 (1351)	955	130	—
Breslau . . .	927	31	16	974 (1065)	—	—	—
Danzig . . .	1488	39	72	1599 (1566)	726	611	151
Darmstadt . .	2344	45	258	2647 (2623)	2414	158	75
Dresden . .	2322	286	181	2789 —	[2184	217	207][2]
Hannover . .				(2535)			
Karlsruhe . .	1255	51	136	1432 (1487)	[1094	140	72][2]
München . .	4102	61	142	4305 (4640)	4025	136	144
Stuttgart . .	1722	88	259	2069 (2348)	1946	55[3]	68

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1925/26. — [2]) Ohne Gasthörer. — [3]) Darunter 4 Staatenlose.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Wirtschaftswissenschaft
Aachen . . .	88	60	220	130	75	269	34
Berlin . . .	306	219	1326	1056	278	125	86
Braunschweig .	89	70	339	135	147	—	39
Breslau . . .	23	—	352	183	111	143	42
Danzig . . .	222	112	511	301	101	—	105
Darmstadt . .	234	191	891	597	147	—	264
Dresden . .	224	164	948		333	—	653
Hannover . .							
Karlsruhe . .	165	104	428	317	167	—	74
München . .	477	289	2017		398	—	713
Stuttgart . .	195	197	647	285	234	20	118

Außerdem: Bergbau: Aachen 148, Berlin 314, Breslau 73. — Pharmazie: Braunschweig 127, Darmstadt 20, Stuttgart 26. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau: Berlin 185, Danzig 136. — Landwirtschaft: München 208.

Deichbauten am Rhein. Das Oberpräsidium der Rheinprovinz teilt amtlich mit: Die verheerenden Überschwemmungen, von denen die Rheinprovinz in den Jahren 1920, 1924 und 1926 nach einer fast 38 Jahre währenden Ruhezeit heimgesucht wurde, lassen die Bekämpfung der Wassersnot besonders bedeutsam erscheinen. Von dem Oberpräsidenten der Rheinprovinz sind dementsprechend sämtliche Abwehrmaßnahmen getroffen worden. Im Einvernehmen mit dem Landeshauptmann und dem zuständigen Ministerium wurde ein Rheinschnellbauprogramm aufgestellt, das umfangreiche Arbeiten für die kommenden Jahre vorsieht. Im Bezirk Düsseldorf gehört zu den Plänen die Eindeichung von Kaiserswerth, die hochwasserfreie Eindeichung von Mündelheim und Huckingen mit Verwendung des Angerbaches; der Bau eines neuen Deiches bei Triemersheim-Homberg; die Eindeichung von Grumlinghausen; die Verstärkung der neuen Deichschau Heerdt-Loerik; die Verstärkung des Deiches von Hamm-Wolmerswerth.

Diese Arbeiten sind größtenteils so weit gefördert, daß mit ihrem Abschluß noch vor dem Spätherbst gerechnet werden kann. Für Till-Moyla sind Verstärkungsarbeiten eingeleitet. Im Regierungsbezirk Köln ist, abgesehen von kleinen Anschlußarbeiten und Verstärkung des Vilikerdeiches, die Hochwasserschutzmauer bei Westhoven fertiggestellt. Ferner soll noch in diesem Jahre mit der Eindeichung der Sieglager Mühlen-Graben-Niederung und von Rheydt-Niedercassel begonnen werden. Im Bezirk Aachen ist ein Rohrdurchschnitt bei Orsbeck zum Schutze des dortigen Deiches aufgeführt und ein Deich bei Liererwald und Uedingen im Kreise Düren in Vorbereitung. Ferner ist ein Deich zum Schutze der Stadt Geilenkirchen vorgesehen. Eine Regulierung der Wum bei dieser Stadt ist bereits durchgeführt. Im Regierungsbezirk Koblenz ist ein Deich oberhalb Neuwied-Hennershütten fertiggestellt. Die Beseitigung eines schweren Deichschadens bei Staudernheim, sowie Absenkung des Hochwasserspiegels der Nahe bei Kirn wird im Spätsommer oder Herbst dieses Jahres durchgeführt werden. Im Regierungsbezirk Trier wird zurzeit an dem Hochwasserschutzdamm St. Barbara-Ufer in Trier und an einem solchen der Gemeinde Koernig gearbeitet. Mit der Herstellung eines Hochwasserschutzdammes bei dem Stadtteil Zurmayen in Trier sowie mit dem Pumpwerk der Kläranlage, durch das bei Hochwasser die Abwässer in die Mosel gepumpt werden sollen, wird in nächster Zeit begonnen werden. Für diese Arbeiten sind im ganzen, von Staat und Provinzen abgesehen, von den Mitteln der Erwerbslosenfürsorge 1400000 R.-M. zur Verfügung gestellt worden. Neben diesen Deichneubauten sind in diesem Jahre sehr umfangreiche Deichausbesserungen durch die Überschwemmung notwendig, die im ganzen einen Kostenaufwand von über 2 Mill. R.-M. verursachen werden. Allein im Bezirk Düsseldorf kommen 80 gefährliche Stellen in Frage, deren Ausbesserungen im Herbst dieses Jahres beendet sein werden.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Fossedirektor Ingvar Kristensen in Oslo (Norwegen) in Würdigung des Einsatzes, durch die er zum Wohl seines Landes und für dessen Wirtschaftsbeziehungen zum Auslande die Gebiete der Hydrologie, der Wasserwirtschaft und des Wasserbaues wissenschaftlich bereichert hat.

INHALT: Die Wirkung von Seespiegelabsenkungen. — Vergleich der Stabkräfte aus vereinfachter, angenäherter Berechnung mit denen aus genauer Berechnung in einem zweifachen Fachwerk. — Über die Elastizität der Baustoffe. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Dezernat der preußischen Baugewerkschulen und Kunstgewerbeschulen. — Umbau des Bahnhofs Cannon Street in London. — Abfangung einer zehn Stockwerke tragenden gußeisernen Säule. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1926. — Deichbauten am Rhein. — Technische Hochschule Aachen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 27. August 1926. Heft 37

Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 34.)

3. Entwurf: „Beslutsomhed". Verfasser: Ingenieurfirma Christiani und Nielsen in Kopenhagen, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg bei Mainz und Professor Architekt Kai Gottlob in Kopenhagen.

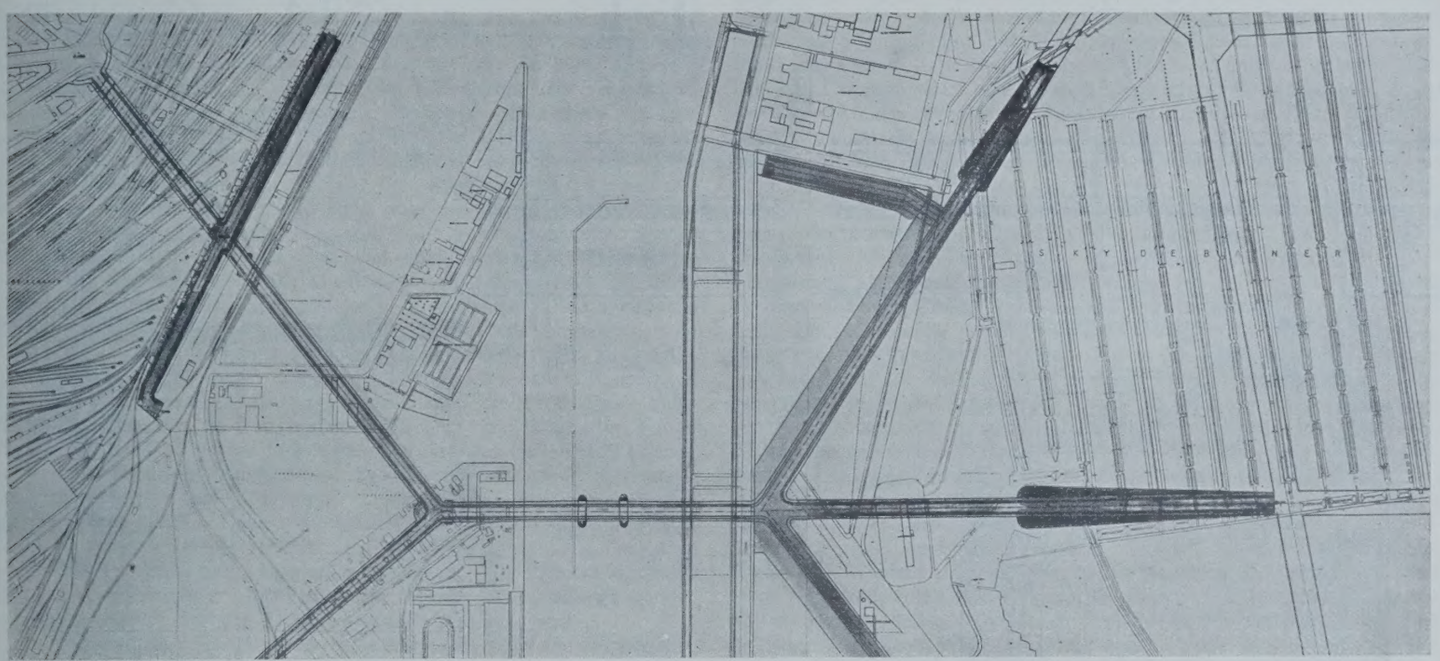


Abb. 15. Lageplan.

Die Verfasser sind von der vom Stadtingenieur vorgeschlagenen Lage der Brücke (Abb. 1) abgewichen und haben die in der Abb. 15 dargestellte Lage gewählt. Die Brücke überschreitet den Hafen 275 m südlich von der vom Stadtingenieur vorgeschlagenen Überschneidung. Auf der Amagerseite gabelt sich die Überbrückung gleich hinter Island - Brygge in drei Rampen, von denen die mittelste in der Richtung der Brücke verläuft und die nördliche zum Artillerievej (Abb. 1) hinunterführt. Von der nördlichen Rampe zweigt noch eine kleine Rampe nach der Kaistraße ab (Abb. 15). Auf der Seelandseite spaltet sich die über den Hafen führende Hochbrücke in zwei Rampen, von denen die nördliche zum Straßenkreuz A bei Dybbölsgade (Abb. 1) führt. Diese nördliche Rampe durchschneidet den Stenplads (Abb. 1) und vermeidet dadurch, daß der Südkai des Gaswerkhafens dem Anlegen von Schiffen entzogen wird, wie dies bei der vom Stadtingenieur vorgeschlagenen Führung geschehen müßte. Östlich vom Eisenbahngelände führen von der nördlichen Hauptrampe auf beiden Seiten kleine Rampen in der Richtung der Rampen der alten über das Eisenbahngelände führenden Brücke zu den Straßen neben dem Eisenbahngelände hinunter. Die Verfasser haben die von ihnen vorgeschlagene Lage der Hochbrücke und die Linienführung der Rampen gewählt, weil sie glauben, daß so die zweckmäßigste Verbindung zwischen den beiden Stadtteilen sowohl hinsichtlich der vorhandenen als auch hinsichtlich der zukünftigen Bebauung geschaffen wird.

Für die Hochbrücke über dem Hafen sind drei Vorschläge gemacht worden.

Erster Vorschlag (Abb. 16): In der Mitte des Hafens ist eine zweiflügelige eiserne Klappbrücke mit den vorgeschriebenen Hauptabmessungen angeordnet. Ihre Hauptträger sind parallelgurtig, doppel- und vollwandig, 3,3 m hoch und ragen bis zur Oberkante des Geländers über die Fahrbahn hinaus. Zu jeder Seite der Klappbrücke sind zwei Öffnungen vorgesehen, die von eisernen voll- und doppelwandigen Hauptträgern überbrückt werden. Die Stützweite dieser Hauptträger über den hafenseitigen Öffnungen beträgt 88 m, die der Hauptträger über den landseitigen Öffnungen

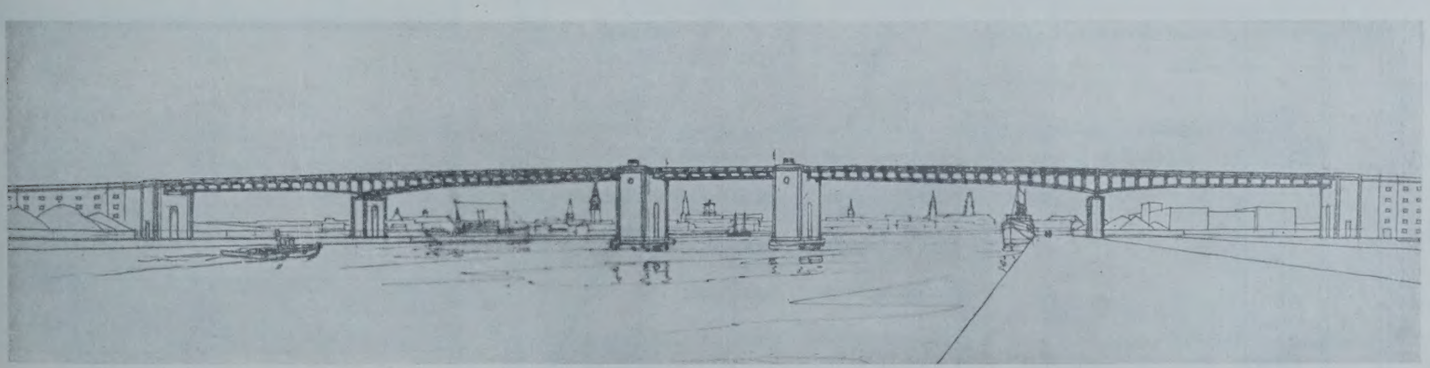


Abb. 16. Hochbrücke über dem Hafen. Vorschlag I.

70 m. Die Mittelpfeiler stehen bedingungsgemäß mit ihrer dem Wasser zugekehrten Seite 18 m hinter der Kaimauer des Hafenbeckens zurück. In den hafenseitigen Öffnungen sind in einer Entfernung von 24 m von den Mittelpfeilern Gelenke in den Hauptträgern eingeschaltet. Die Obergurte der Hauptträger laufen gleich mit der Fahrbahn und ragen bis zur Oberkante des Geländers über die Fahrbahn hinaus (Abb. 17). Die Untergurte sind schwach gekrümmt und haben ihren tiefsten Punkt über den Mittelpfeilern (Abb. 16), wo die Hauptträger eine Höhe von 7 m erreichen. Über den Widerlagern und den Klappbrückenpfeilern beträgt die Hauptträgerhöhe nur 3,5 m. Die Unterkante der Hauptträger liegt an den Klappbrückenpfeilern nur 20 cm und in der Mitte der Öffnungen über dem Hafen nur 70 cm unter der Unterkante des geschlossenen Überbaues der

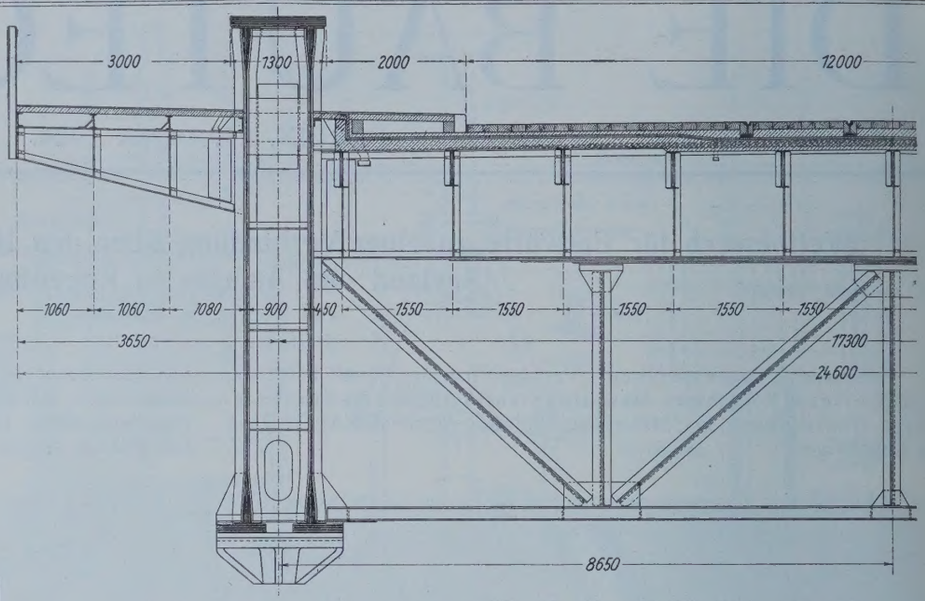
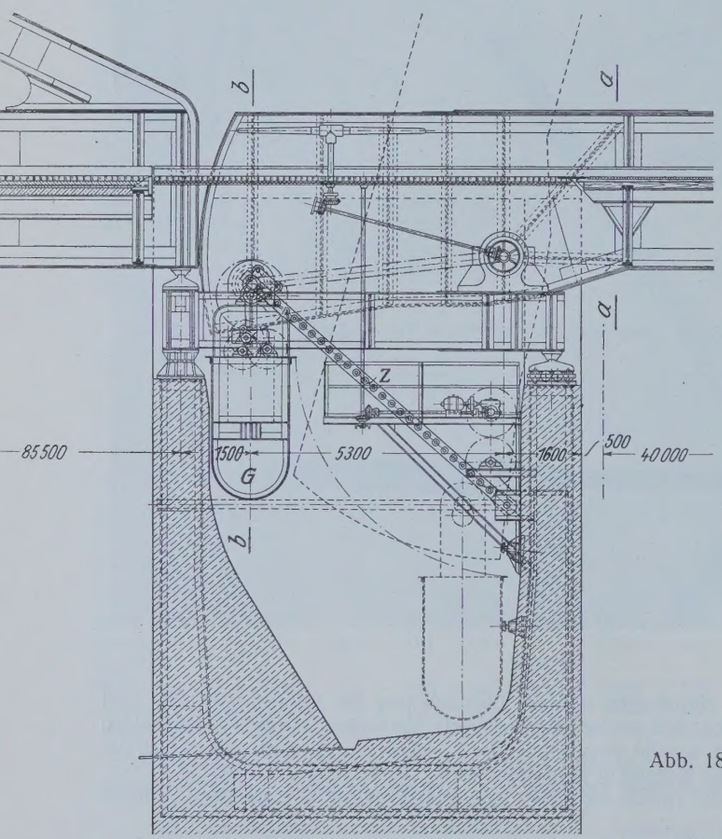
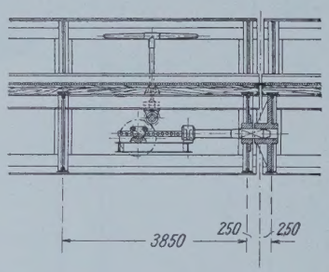
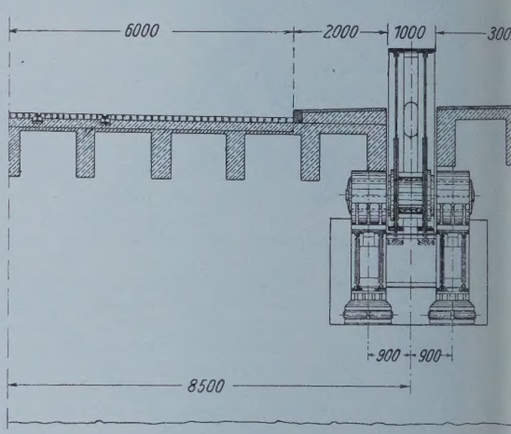


Abb. 17. Querschnitt durch den festen Überbau über dem Pfeiler.



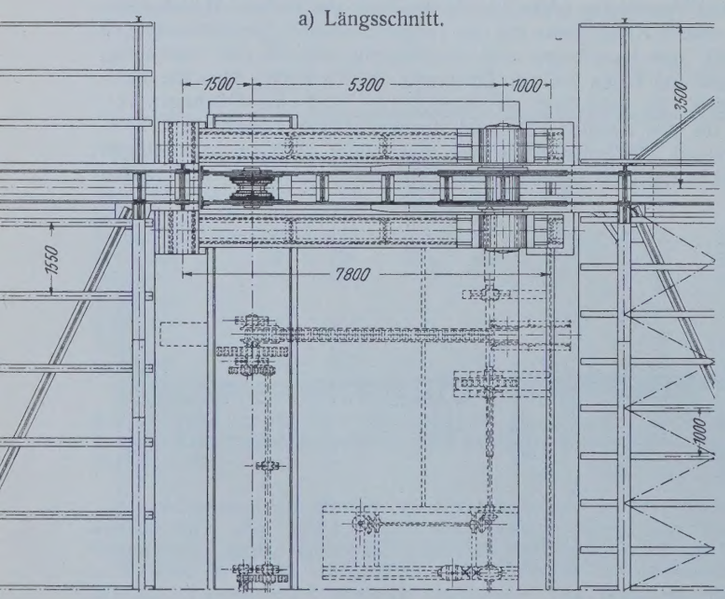
a) Längsschnitt.



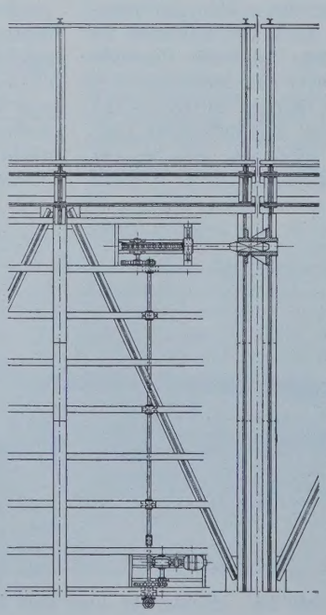


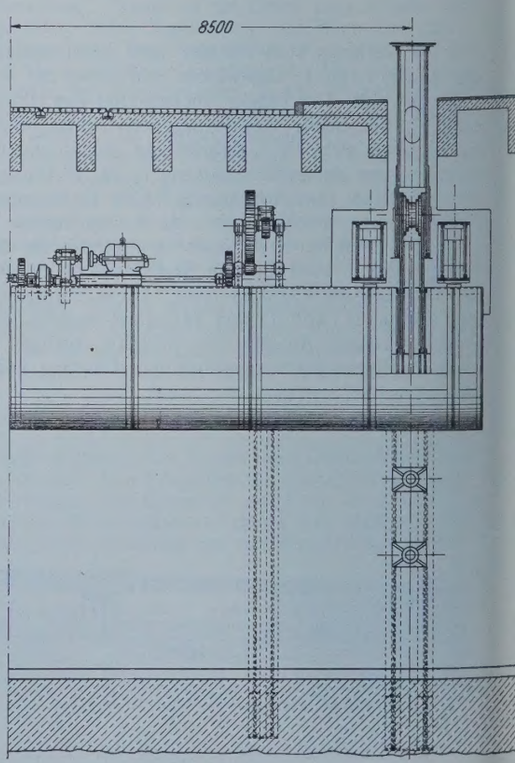
c) Schnitt *a—a*.

Abb. 18. Klappbrücke.



b) Grundriß.





d) Schnitt *b—b*.

Abb. 18. Klappbrücke.

Abb. 19. Hochbrücke über dem Hafen. Vorschlag II.

Klappbrücke. Die freie Durchfahrthöhe dieser Öffnungen wird daher nur unwesentlich gegenüber der freien Durchfahrthöhe der geschlossenen Klappbrücke eingeschränkt. Dieser kleine Nachteil wird durch den großen ästhetischen Vorteil, daß die Obergurte der Hauptträger ebenso wie die Hauptträger der Klappbrücke nur bis zur Geländerhöhe über die Fahrbahn hinausragen und daß die Überbauten der Klappbrücke und der seitlich sich anschließenden Öffnungen ein einheitliches geschlossenes Ganzes bilden, voll aufgewogen. Dies ausgezeichnete Brückenbild konnte natürlich nur durch Einfügung der beiden großen landseitigen Öffnungen geschaffen werden, die allerdings eine Verteuerung der Anlage mit sich bringen, anderseits aber den Verkehr und die Übersicht auf den Kaistraßen sehr erleichtern. Die beiden Wände der Hauptträger haben 90 cm Mittenabstand und sind durch Querschotten, die wegen der Zugänglichkeit des Innenraumes mit Mannlöchern versehen sind, gegeneinander ausgesteift (Abb. 17). In den Obergurten sind beide Wände durch 1,3 m breite Kopfplatten miteinander verbunden, die Untergurte bestehen aus zwei geteilten Querschnitten, deren Fußplatten 40 cm Innenabstand haben. Die Mittenentfernung der beiden Hauptträger beträgt 17 m. Innerhalb der Hauptträger liegen die 12 m breite Fahrbahn und die beiden, je 2 m breiten Fußsteige. Außerhalb der Hauptträger sind die 3 m breiten Fußsteige auf Konsolen, die in den Ebenen der Querträger liegen, angeordnet. Die Anschlußbleche der Querträger und der Konsolen sind mit ihrem oberen Teil in die Querschotten zwischen den beiden Hauptträgerwänden hineingeführt und hier miteinander verbunden (Abb. 7). Die aus Eisenbeton bestehende Fahrbahntafel wird von Quer- und Längsträgern getragen. Als Fahrbahndecke ist Holzpflaster vorgesehen. Die Decke der Radfahr- und Fußwege besteht aus Asphaltestrich, der von Eisenbetonplatten getragen wird.

Ein eigentlicher Windverband ist nur in der Fläche der Hauptträgeruntergurte vorgesehen. Die in der Fahrbahn angreifenden wagerechten Kräfte werden von der Eisenbetonfahrbahntafel aufgenommen und über den Pfeilern und Widerlagern durch Querverbände zu den Lagern geleitet (Abb. 17). Die Durchbiegung der Hauptträger beträgt unter der Verkehrslast nur $^1/_{1000}$ der Stützweite.

Die beiden Klappen der Klappbrücke drehen sich um feste Achsen, die in der Längsrichtung der Brücke einen Abstand von 44,2 m haben (Abb. 18). Der Abstand der Vorderkanten der Klappenpfeiler beträgt 41 m, so daß nach Abzug von je 0,5 m für die Reibhölzer auf jeder Seite die vorgeschriebene Lichtweite von 40 m übrigbleibt. Das Gewicht jeder Klappe ist durch ein am rückwärtigen Arm drehbar angehängtes Gegengewicht G so ausgeglichen, daß der Schwerpunkt durch die feste Drehachse geht. An der vorderen Wand des Klappenkellers sind zwei Zahnstangen Z gelenkig befestigt. In diese Zahnstangen greifen zwei Ritzel ein, die auf dem drehbar angehängten Gegengewicht gelagert sind. Die Ritzel werden durch ein auf dem Gegengewicht angeordnetes Windwerk gedreht, das durch einen Elektromotor angetrieben wird. Bei Windstärken bis zu 15 kg/m² werden die Klappen in 30 Sekunden geöffnet und geschlossen, bei größeren Windstärken bis zu 75 kg/m² in längstens 120 Sekunden. Das Windwerk ist mit einer elektromagnetischen Backenbremse versehen. Beim Einschalten des Stromes wird ein Elektromagnet erregt, der ein Gewicht anhebt und die Bremse löst. Beim Ausschalten des Stromes fällt das Gewicht herunter und zieht die Bremsen fest. Zur Vermeidung von Überlastungen des Motors ist eine auf ein bestimmtes Drehmoment eingestellte Reibungskupplung angeordnet. In den Endstellungen der Klappe wird das Windwerk durch Endschalter selbsttätig stillgelegt. Bei geschlossener Klappe haben die Zahnstangen eine Neigung von 45° gegen die Wagerechte (Abb. 18a); in vollständig geöffneter Lage der Klappe liegen die Zahnstangen wagerecht (gestrichelt in der Abb. 18a). Die Klappenhauptträger werden in geöffneter Stellung, um Windstöße, die auf die geöffneten Klappen wirken, von dem Windwerk fernzuhalten, durch ein besonderes im Klappenkeller angeordnetes Riegelwerk (Abb. 18a und b) verriegelt. Die Klappen können beim Versagen des elektrischen Stromes von der Decke über den Klappenpfeilern aus durch einen Tummelbaum von Hand angetrieben werden. Hierbei können vier Mann die Brücke bei Windstärken von 15 kg/m² in längstens 45 Minuten und acht Mann bei Windstärken von 15 kg/m² bis 75 kg/m² in längstens 90 Minuten öffnen oder schließen. Die festen Drehachsen der Klappen werden von je zwei, den Klappenkeller überbrückenden, voll- und doppelwandigen eisernen Trägern gestützt (Abb. 18c). Die Decke über den Klappenpfeilern besteht aus Eisenbeton. In geschlossener Lage werden beide Klappen in der Nähe ihrer Hauptträger miteinander durch kräftige Riegel verbunden, die imstande sind, die durch den Verkehr entstehenden Scherkräfte mit Sicherheit von der einen Klappe auf die andere zu übertragen (Abb. 18a u. b). Die Riegel werden durch ein elektrisch angetriebenes Windwerk und im Notfalle durch einen Tummelbaum von der Fahrbahn aus von Hand angetrieben. Das Windwerk ist mit einer Reibungskupplung, die den Motor vor Überlastungen schützt, mit einer elektromagnetischen Backenbremse und mit Endschaltern ausgerüstet.

Abb. 20. Hochbrücke über dem Hafen. Vorschlag III.

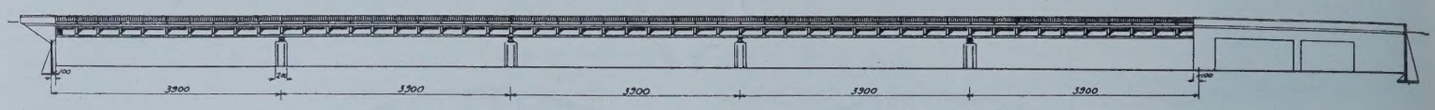


Abb. 23. Überbrückung des Eisenbahngeländes.

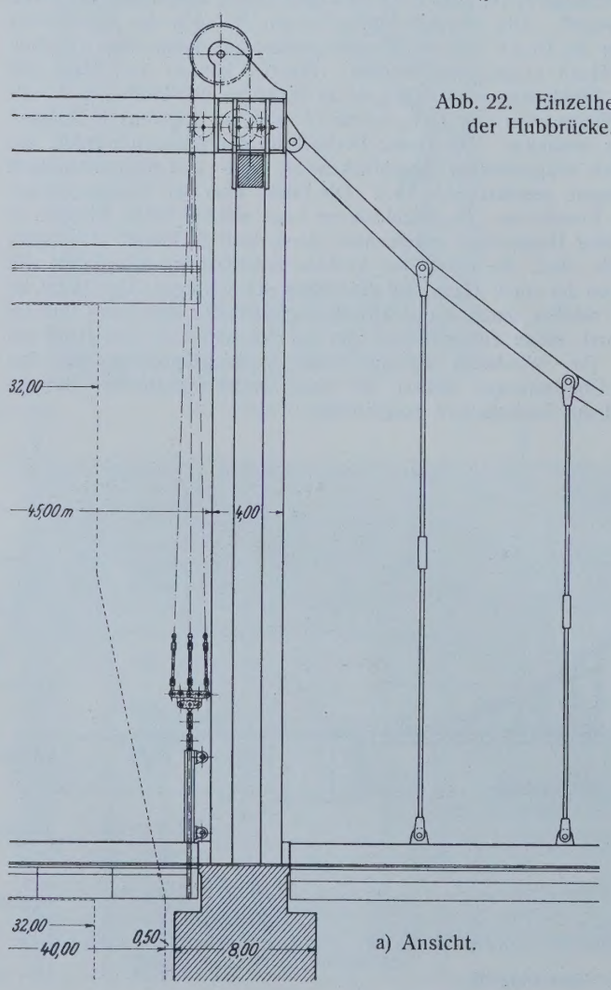
Abb. 21. Hochbrücke über dem Hafen. Vorschlag III. Blick in die Brücke.

Die Fahrbahndecke der Klappbrücke besteht aus geteerten Hanfseilgurten auf Holzbelag, die Decke der Fußsteige aus hölzernen Bohlen.

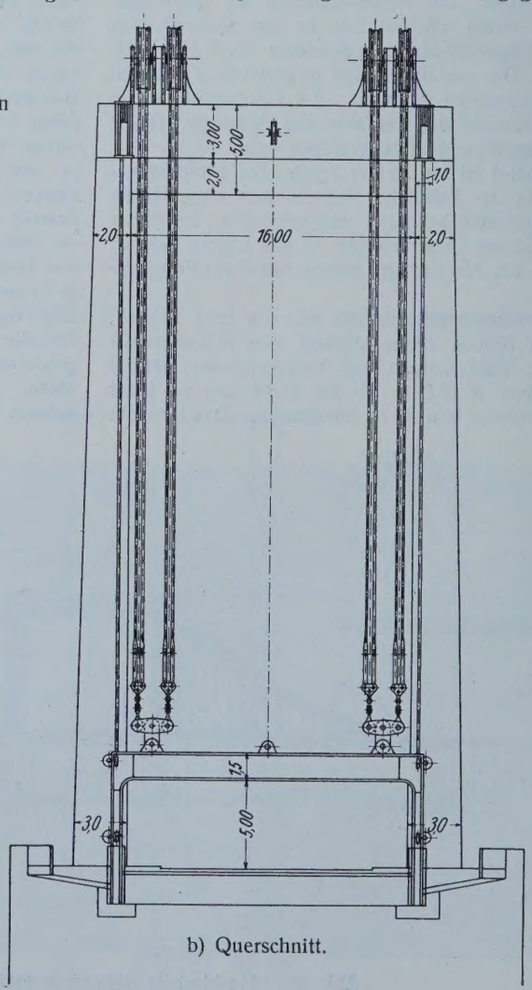
Zweiter Vorschlag: Zu beiden Seiten der Klappbrücke, die ebenso wie beim ersten Vorschlag durchgebildet ist, ist nur je eine Öffnung vorgesehen, die mit einem durch einen Vollwandträger versteiften Stabbogen (Langerschen Balken) von 88 m Stützweite überbrückt wird (Abb. 19). Die doppel- und vollwandigen Versteifungsträger sind parallelgurtig, haben 3,3 m Stegblechhöhe und ragen bis zur Geländerhöhe über die Fahrbahn hinaus. Nur in der Ebene der Untergurte der Versteifungsträger ist ein Windverband vorgesehen. Die Stabbogen sind über der Fahrbahn nur an zwei Stellen durch Riegel gegeneinander ausgesteift. Da die Versteifungsträger dieselbe Höhe wie die Hauptträger der Klappbrücke haben, ist unter den festen Brücken die gleiche Durchfahrthöhe wie unter der Klappbrücke vorhanden. Die Hauptträger der Klappbrücke und die Versteifungsträger der festen Brücken bilden außerdem durch ihre gleiche Höhe ein geschlossenes, die drei Öffnungen zusammenfassendes Band.

Dritter Vorschlag: Als beweglicher Brückenteil ist eine Hubbrücke vorgesehen, deren Hauptträger doppel- und vollwandig sind und im geschlossenen Zustande der Brücke dieselbe Höhenlage wie die der Klappbrücke des Vorschlages I u. II haben (Abb. 20). Über die Hubbrückenöffnung spannt sich als Hebegerüst für die Hubbrücke ein auf den Pfeilern gelagerter vollwandiger Rahmen. Den oberen Längsriegel des Rahmens durchdringt die Kette, die sich über die beiden der Hubbrücke benachbarten Öffnungen spannt, in den beiderseitigen Widerlagerbauten verankert ist und an der die die Nachbaröffnungen überspannenden, vollwandigen Versteifungsträger von 88 m Stützweite aufgehängt sind. Diese Versteifungsträger sind ebenso ausgebildet und haben dieselbe Höhenlage wie die Versteifungsträger des Vorschlages II. Die Kette ist als Lamellenkette mit Augenstäben gedacht. Die Fahrbahn der festen Brücken ist ebenso wie bei den festen Brücken des Vorschlages I ausgebildet. Auch die Fahrbahn der Hubbrücke ist dieselbe wie die der Klappbrücke des Vorschlages I. Abb. 21 zeigt einen Blick in die Brücke nach dem Vorschlage III.

Das Eigengewicht der Hubbrücke ist durch gußeiserne Gegengewichte, die die ganze Breite der Brücke einnehmen und zwischen den Rahmenpfosten geführt sind, ausgeglichen (Abb. 22). Die Hubbrücke ist an den vier Eckpunkten mit je 12 Seilen aufgehängt, die über die auf den Querriegeln der Rahmenpfosten gelagerten Seilscheiben zum Gegengewicht führen. Die 12 Seile jedes der vier Aufhängepunkte sind durch eine Gruppe von Ausgleichhebeln verbunden, die gewährleisten, daß alle Seile an der Belastung teilnehmen. Die Hubbrücke wird in der Längs- und Querrichtung durch Rollen geführt, die sich gegen Schienen an den Rahmenpfosten legen. Diese Führungsrollen sind mit Zahnkränzen versehen, die neben den Führungsschienen in Zahnstangen eingreifen. Wenn ein Seil reißt, so fallen selbsttätig 4 Bremsen ein, die auf die Führungsrollen und auf die Zahnkränze wirken und auf diese Weise die Brücke sicher und stoßfrei auffangen. Die elektrisch angetriebenen Windwerke zum Bewegen der Hubbrücke befinden sich oben in den Querriegeln der Rahmenpfosten. Von diesen Windwerken gehen Seile zur Mitte der oberen Querriegel der beiderseitigen Endportale der Hubbrücke (Abb. 22b).



a) Ansicht.



b) Querschnitt.

Abb. 22. Einzelheiten der Hubbrücke.

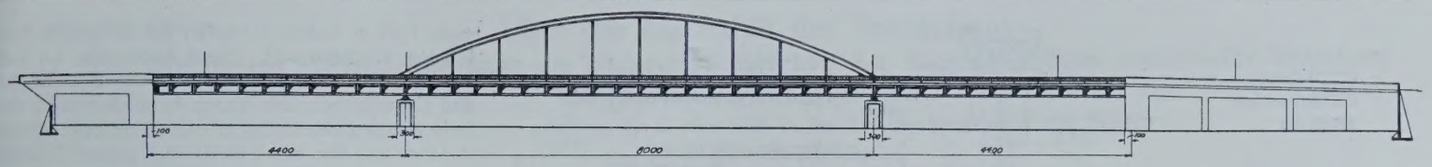


Abb. 24. Überbrückung des Eisenbahngeländes.

Für die Überbrückung des Eisenbahngeländes ist in Verbindung mit dem Vorschlag I und III für die Hochbrücke eine Brücke mit zwei vollwandigen, über fünf Öffnungen durchlaufenden Hauptträgern mit Stützweiten von je 39 m und mit Gelenken in den beiden äußersten Öffnungen und in der Mittelöffnung vorgeschlagen (Abb. 23). Die Hauptträger sind parallelgurtig und haben 3,3 m Stegblechhöhe. Sie sind im übrigen, ebenso wie die Fahrbahn, nach dem Vorbilde der festen Überbauten der Hochbrücke nach dem Vorschlage I ausgebildet. Wenn auch die bestehende Lage der Gleise nur wenig geändert werden muß und auch die Übersicht der Gleisanlagen als gewahrt angesehen werden kann, so ist der Vorschlag in dieser Hinsicht doch nicht so günstig wie derjenige, der in Verbindung mit dem Vorschlage II für die Hochbrücke gemacht ist (Abb. 24). Nach ihm soll das Eisenbahngelände in drei Öffnungen, und zwar in der Mitte mit einem versteiften Stabbogen von 80 m Stützweite und zu beiden Seiten mit parallelgurtigen Blechträgern von 44 m Stützweite überbrückt werden. Der Versteifungsträger des Stabbogens ist ebenso hoch und ebenso ausgebildet wie die Hauptträger der Seitenöffnungen und bildet mit diesen einen durchlaufenden Träger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Bei beiden Vorschlägen ist es nötig, im Anschluß an das Straßenkreuz bei der Dybbölsgade (rechts in den Abb. 23 u. 24) zwei oder drei kleinere Öffnungen vorzusehen, weil der Höhenunterschied zwischen Schienen- und Straßenoberkante dort nur eine geringe Bauhöhe zuläßt.

Die zur Hochbrücke führenden Rampen sollen da, wo sie sich mehr als 8 m über das Gelände erheben und keine Straßen kreuzen, als Packhäuser aus Eisenbeton, deren Dächer die Fahrbahn und die Radfahr- und Fußgängerwege tragen, ausgebildet werden (Abb. 16, 19 u. 20), um das wertvolle Gelände wirtschaftlich zu verwerten. Man erhält auf diese Weise 108 000 m² an Packräumen. Bei einer Verzinsung und Abschreibung des Anlagekapitals von 12 % würde die Miete für 1 m² der Pack- und Lagerräume nur 12,25 Kr. betragen.

Die Straßen sollen mit Eisenbetonbogen überbrückt werden (Abb. 19 und 20). Der Teil Rampen, der niedriger als 8 m ist, wird als Erdrampe ausgeführt, die seitlich mit begrasten Erdböschungen oder da, wo Straßen dicht an sie herantreten, mit Eisenbetonstützmauern begrenzt wird.

Zu beiden Seiten der Hochbrücke sollen in den Pfeilern Treppen zur Verbindung zwischen Brücke und Kaistraßen angelegt werden. Aufzüge sind nicht geplant, sie lassen sich aber ohne Schwierigkeit später einbauen.

Das Preisgericht hält die gewählte Linienführung der Rampen nicht für sehr glücklich, erstens weil die Gabelung der Verbindung in großer Höhe gleich im Anschluß an die Hochbrücke in drei bezw. in zwei Rampen die Anlage sehr verteuert und zweitens weil die vorgeschlagenen Rampen und anschließenden Straßen einen sehr teuren und kaum durchzuführenden Grunderwerb erfordern. Auch glaubt das Preisgericht, daß für den Ausbau von Packhäusern in dem geplanten Umfange kein Bedarf bestehe. Das Preisgericht hat sich aber dahin ausgesprochen, daß alle drei Vorschläge für die Hafenbrücke in konstruktiver und ästhetischer Hinsicht ausgezeichnete Lösungen darstellen. Ein Urteil, dem wir uns voll und ganz anschließen.

Die Kosten für die ganze Anlage nach dem Vorschlage I werden sich auf 20,6 Mill. Kr., nach dem Vorschlage II auf 20,3 Mill. Kr. und nach dem Vorschlage III auf 21,1 Mill. Kr. belaufen. Diese Summen werden sich aber durch Einschränkung der Rampenanlagen um 6 Mill. Kr. vermindern lassen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung der holländischen Maas.[1]

Im folgenden sollen einige Mitteilungen über den Bau der Stauwerke gemacht werden. Wie aus Abb. 2 in Heft 2 zu entnehmen ist, werden fünf Stauwerke erbaut, und zwar mit den folgenden Stauspiegelhöhen:

für das Wehr Nr. 11	in	Linne . . .	20,40 m	+ N. A. P.
„ „ „ „ 12	„	Roermond	16,75 „	+ „
„ „ „ „ 13	„	Belfeld . .	14,00 „	+ „
„ „ „ „ 14	„	Boxmeer .	10,75 „	+ „
„ „ „ „ 15	„	Grave . .	7,50 „	+ „

Da, wie aus Abb. 3 in Heft 22 ersichtlich, das Linner Wehr an der Oberseite einer 6 km langen Flußbucht gebaut ist, während der Schleusenkanal an der Unterseite dieser Bucht ausmündet, so beträgt die Stauhöhe beim Linner Wehr nicht, wie sich aus obigen Zahlen ergeben würde, 3,65 m, sondern wegen des Gefälles in der Flußbucht nur 3,45 m.

Damit oberhalb der Linner Stauwerke, wo der Kanal Wessem—Nederweert schon jetzt und der Juliana-Kanal zukünftig in die Maas ausmünden, die Wassergeschwindigkeit auch bei starkem Abfluß soviel wie möglich eingeschränkt werden kann, ist der Möglichkeit Rechnung getragen, die Stauspiegelhöhe noch um 0,50 m heraufzusetzen. Dies darf aber mit Rücksicht auf die Uferländer nur in solchen Zeiten geschehen, wo diese von den Überschwemmungen keine Nachteile haben.

Die Hauptbedingungen, mit denen beim Entwerfen der Stauwerke zu rechnen war, sind:

1. ein Querschnitt, der sich so gut wie möglich dem Flußprofil anpaßt, aber im ganzen etwas kleiner als dieses ist, um dem Absetzen fester Stoffe auf dem Boden des Wehres vorzubeugen,
2. eine bequeme Regelung der Stauspiegelhöhe bei den verschiedenen Abflußmengen des Flusses,
3. ein etwa 60 m breiter Schiffsdurchlaß für die Schiffahrt bei geöffnetem Wehre.

Wie aus Abb. 7 hervorgeht, die das Wehr von oben gesehen darstellt, liegt der Boden des Schiffsdurchlasses auf 2,60 m — M. F. (der mittlere Flußstand ist dort 18,55 + N. A. P.) und der der Abflußöffnungen, deren jede 17 m breit ist, auf 1,60 m — M. F.

Der feste Staukörper ist aus unbewehrtem Beton hergestellt. Die Mischung ist für den Beton des Bodens des Schiffsdurchlasses 1 Zement, $2^1/_2$ Sand und $3^1/_2$ Kies; für den Beton der Abflußöffnungen, der mit Rücksicht auf mögliche Trockenlegung bewehrt ist, 1 Zement, 2 Sand, 3 Kies und für den Beton der Widerlager und Pfeiler 1 Zement, 3 Sand, 6 Kies.

Der eigentliche Stauboden (Abb. 8 u. 9) ist in der Stromrichtung 20 m lang und an beiden Seiten mit einer etwa 7 m hohen eisernen Spundwand abgeschlossen. An der Oberseite schließt sich hierbei eine mit Betonblöcken abgedeckte Tonschicht mit einer kürzeren Spundwand an, womit den Wasseradern eine Länge von 68 m oder etwa die 15fache größte Stauhöhe in den Weg gestellt ist. Weiter hat man an der Oberseite noch eine 5 m lange Steinschüttung.

Zur Bewehrung des Bodens gegen das überstürzende Wasser sind an der Unterseite bei den Abflußöffnungen (Abb. 8) Vertiefungen in den

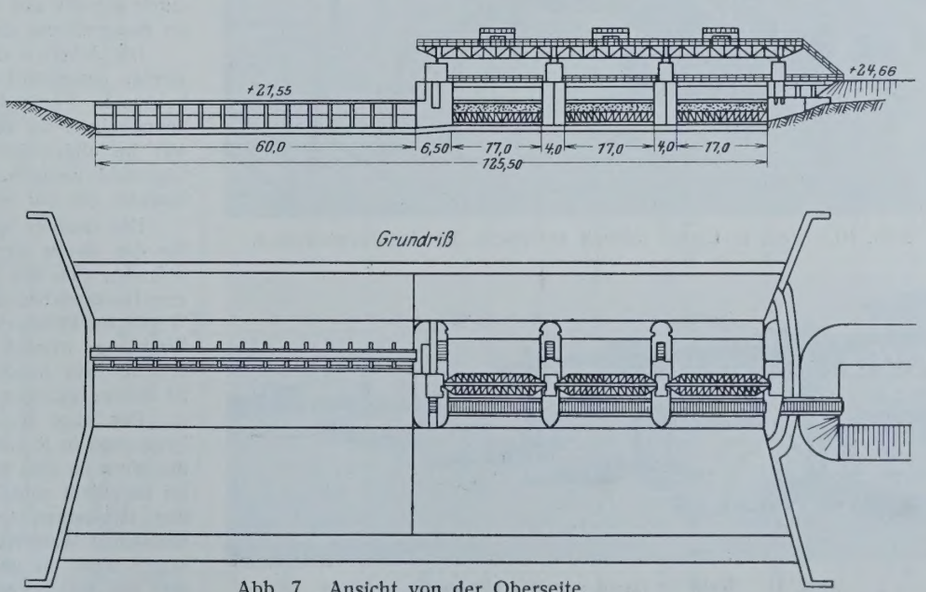


Abb. 7. Ansicht von der Oberseite.

[1]) S. „Die Bautechnik“ 1926 vom 8. Januar, Heft 2, und vom 21. Mai, Heft 22.

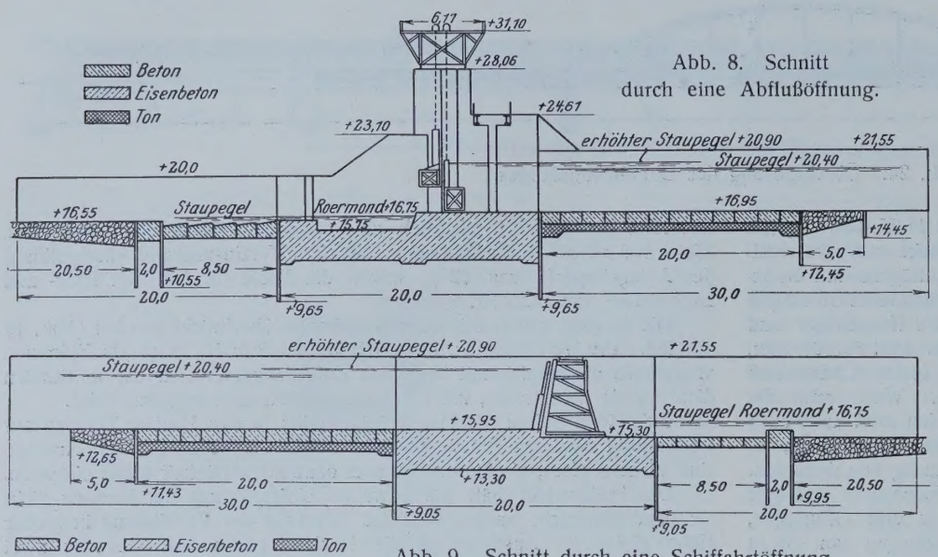


Abb. 8. Schnitt durch eine Abflußöffnung.

Abb. 9. Schnitt durch eine Schiffahrtöffnung.

Boden gemacht. Statt Kies ist hier Basaltschotter als Zuschlagstoff für den Beton verwendet; die Kanten des Beckens sind mit gußeisernen Platten bekleidet. Auf den Betonboden folgt nach der Unterseite eine 8,50 m breite Bekleidung mit Betonblöcken, weiter eine zwischen eisernen Spundwänden eingeschlossene 2 m breite Betonschwelle und endlich eine mehr als 20 m lange Schüttung von schweren Steinen. Die gesamteBreite der Bodenbewehrung an der Unterseite beträgt also etwa 40 m. Die Erfahrung hat aber schon gezeigt, daß diese Länge vergrößert werden muß.

Der bewegliche Abschluß des Schiffsdurchlasses (Abb. 9) besteht aus zwei aufeinander gestellten 4 m breiten Schützen aus Walzeisen, die sich gegen Wehrböcke oder Joche aus Walzeisen stützen. Diese Joche können um eine der Stromrichtung parallele Achse niedergeklappt werden. Von den Jochen sind je drei an der Oberseite drehbar mit einer Brücke verbunden; somit werden die drei Joche zusammen mit dem betreffenden Teil der Brücke gesenkt oder gehoben. Die Teilstrecken der Brücke können miteinander gekuppelt werden, wodurch eine auf die ganze Länge von 60 m durchlaufende Brücke entsteht, auf der sich ein elektrisch betriebener Kranwagen (Abb. 10) zum Ein- und Aushängen der Schütze und zum Senken und Heben der Joche bewegen kann. Unter günstigen Bedingungen kann der ganze Schiffsdurchlaß in etwa 6 Stunden frei gelegt werden; wenn bei Nacht und schlechtem Wetter gearbeitet werden muß, verlängert diese Zeit sich um einige Stunden.

Die gesenkten Böcke überdecken sich zum Teil und liegen hinter einer 0,65 m hohen Schwelle, die sie gegen Verletzung schützen soll. Diese Anordnung hat sich aber nicht bewährt, da die Schwelle Ursache ist, daß Gegenstände sich hinter ihr niedersetzen und zwischen den Eisenteilen arbeiten; bei den Wehren in Linne und Roermond wird immer genaue Aufsicht und selbst Untersuchung durch einen Taucher notwendig sein. Bei den noch zu bauenden Wehren soll die Schwelle so flach wie möglich gehalten werden.

Die Schütze der Schiffsdurchlässe werden so wenig wie möglich gebraucht; die tägliche Regelung des Wasserdurchlasses geschieht in den Abflußöffnungen. Der Abschluß dieser Öffnungen ist derart eingerichtet, daß soviel Wasser wie möglich abgeführt wird, indem das Wasser über den Abschluß stürzt, da in diesem Falle der Flußboden unterhalb des Wehres so wenig wie möglich angegriffen wird. Jede der drei 17 m breiten Abflußöffnungen ist deswegen abgeschlossen mit zwei gleich hohen über- und zugleich nebeneinander liegenden Stoney-Schützen, die völlig unabhängig voneinander bewegt werden können. Beide Schütze können sowohl ganz gehoben, wie auf den Boden des Wehres niedergelassen werden. Man regelt also den Abfluß des Wassers solange wie möglich, indem man das obere Schütz herabläßt, das ist bis zu einer Wasserabführung von 160 m³/Sek. (während im Mittel 160 Tage im Jahr). Nimmt die Wasserabführung zu, dann müssen die oberen Schütze des Schiffsdurchlasses weggenommen werden.

Die Stoney-Schütze, deren jedes ungefähr 25 t wiegt, hängen an Gallschen Ketten und werden bewegt von einer über den Öffnungen liegenden Brücke aus (Abb. 11). Jedes Schütz hat seinen eigenen Antrieb, und zwar durch einen Elektromotor von 15 PS; die Geschwindigkeit ist 0,44 m/Min. Für jede Öffnung sind die Bewegungseinrichtungen in einem Häuschen in der Mitte der Brücke untergebracht. Die Schütze haben keine Gegengewichte.

Die Trockenlegung der Baugrube für die Wehre in Linne und in Roermond geschah mittels Brunnen, wie dies schon für die Linner Schleuse in Heft 22 erörtert wurde. Die aus der Baugrube gewonnene Mischung von Sand und Kies war derart rein und von solcher Beschaffenheit, daß sie ohne weiteres für die Betonbereitung gebraucht werden konnte.

Das Belfelder Wehr Nr. 13 (s. Abb. 1 in Heft 2) mußte im Flußbett selbst erbaut werden, während die Schleuse unmittelbar anschließend auf dem linken Flußufer angeordnet werden soll. An der Stelle, wohin die Schleuse kommen soll, ist ein Abflußkanal für einen Teil des Flußwassers gegraben; somit kann die halbe Flußbreite zum Bau des Wehres, der in zwei Abschnitten durchgeführt werden soll, benutzt werden. Für jeden Abschnitt wird eine Baugrube innerhalb eiserner Spundwände hergestellt.

Die Wehrböcke werden beim Belfelder Wehr derart zusammengestellt, daß sie sich beim Niederlegen nicht zum Teil überdecken, sondern ineinander fallen; auch kann jedes Joch für sich bewegt werden. Man hat somit wohl mehr bewegliche Teile, aber diese sind je für sich leichter und deshalb das Ganze handlicher.

Wenn das Wehr fertiggestellt ist, kann das gesamte Flußwasser hindurch geleitet und ein Teil des auf dem linken Ufer gegrabenen Kanals als Baugrube für die Schleuse eingerichtet werden.

Die Arbeiten am Wehr sind im Frühjahr 1924 begonnen worden und werden ausgeführt von einem im Haag gegründeten Zweiggeschäft der bekannten Firma Christiani & Nielsen. Das Einschlagen der eisernen Spundbohlen hat keine Schwierigkeiten verursacht; auch die Dichtigkeit war im allgemeinen genügend, unter Umständen konnte mit Hilfe von Sägemehl nachgeholfen werden. Die Baugrube, die aus feinem Sand bestand, gab nur wenig Wasser, auch entstanden nur einige Quellen.

Die eisernen Spundbohlen der ersten Baugrube mußten zum Gebrauch für die zweite Grube ausgezogen werden. Sie waren 12 m lang und befanden sich mit einer Länge von 10 m im Boden. Anfänglich wurde zum Herausziehen der Bohlen eine Dampframme gebraucht, mit der jede Woche im Mittel nur 10 Bohlen gezogen wurden. Erst als ein besseres Werkzeug, nämlich ein Demag-Union-Pfahlzieher herbeigeschafft wurde, erzielte man bessere Ergebnisse; es wurden damit täglich im Mittel 24 Bohlen gezogen.

Der Stand der Arbeiten ist zurzeit folgender: Wehre und Schleuse in Linne und in Roermond sind ganz fertig und in Betrieb; in Belfeld ist das Wehr im Bau begriffen; in Grave ist die Schleuse fertig, die Arbeiten für das Wehr sind in Angriff genommen; auch in Boxmeer hat man mit den Bauwerken begonnen. Die Fortschritte hängen ganz von den launischen Wasserständen ab; es läßt sich daher nicht mit Gewißheit sagen, wann die ganze Kanalisierung fertig sein wird; voraussichtlich darf dies für 1930 erwartet werden. C. D.

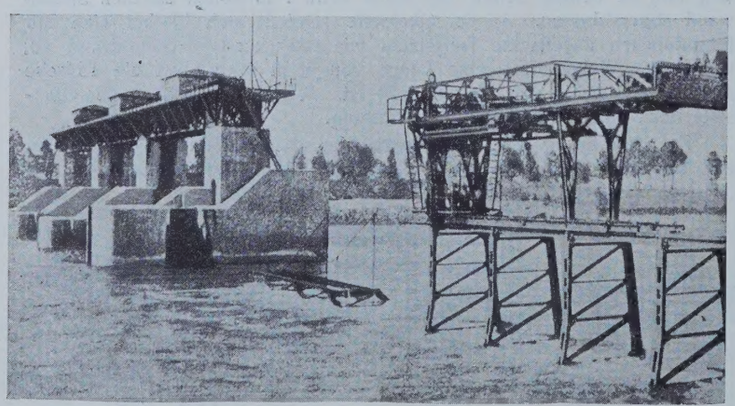


Abb. 10. Wehr in Linne. Heben der Böcke des Schiffsdurchlasses.

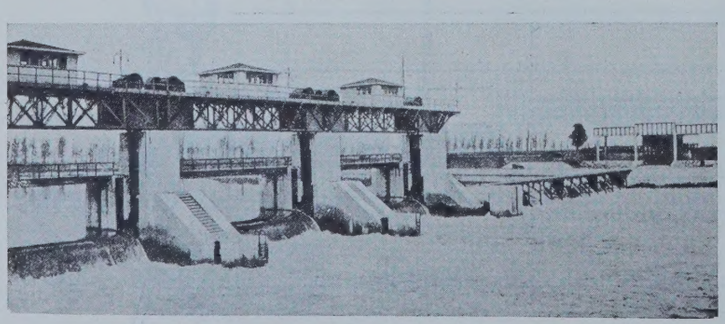


Abb. 11. Wehr in Linne von der Unterseite gesehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Elastizität der Baustoffe.

Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur.

(Nach einem Vortrage, gehalten am 6. Mai 1926 in der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von **Otto Graf.**

(Fortsetzung aus Heft 36.)

Die bisherigen Beispiele kennzeichnen die wichtigsten Einflüsse der Zusammensetzung und Behandlung des Betons auf seine Elastizität. Es kann nun über die Elastizität des Betons an sich berichtet werden. Was schon beim Flußeisen über die Ausbildung der gesamten, bleibenden und federnden Formänderungen dargelegt wurde, scheint sinngemäß auch hier zu gelten. Unter bestimmten Lastwirkungen, die über eine gewisse Größe nicht hinausgehen, wachsen die Formänderungen bei längerer Dauer der Last, noch mehr bei Wiederholung der Entlastung und Belastung[25]), nähern sich aber mehr oder minder rasch einer Grenze, so daß schließlich in einem Belastungsbereich, dessen Grenzen von der Art der Lastwirkung abhängen, wie wir dies vom Flußeisen kennen, nur noch federnde Formänderungen auftreten. Dieser Vorgang ist mit Beton erstmals von C. Bach vor etwa 30 Jahren, früher schon mit anderen Baustoffen, verfolgt worden. Inzwischen sind viele derartige Versuche bei uns zur Ausführung gelangt. Ein Druckversuch, den ich vor etwa 20 Jahren durchzuführen hatte, ist mir als besonders anschaulich in Erinnerung geblieben, weshalb ein Teil seiner Ergebnisse hier als Beispiel wiedergegeben sei (s. S. 529 1. Spalte oben).

Je größer die Belastungsstufe war, um so mehr trat der Einfluß der Wiederholungen in die Erscheinung, und umsomehr Wiederholungen waren nötig, um näherungsweise Grenzwerte zu erreichen.

Bei Überschreitung eines gewissen Belastungsintervalls findet schließlich ein Ausgleich der Formänderungen nicht mehr statt; die bleibenden Formänderungen wachsen fortdauernd, bis die Zerstörung eintritt. Die Last, die eben noch dauernd ertragen werden kann, also etwas unter der bezeichneten Zerstörungslast liegt, sei wieder

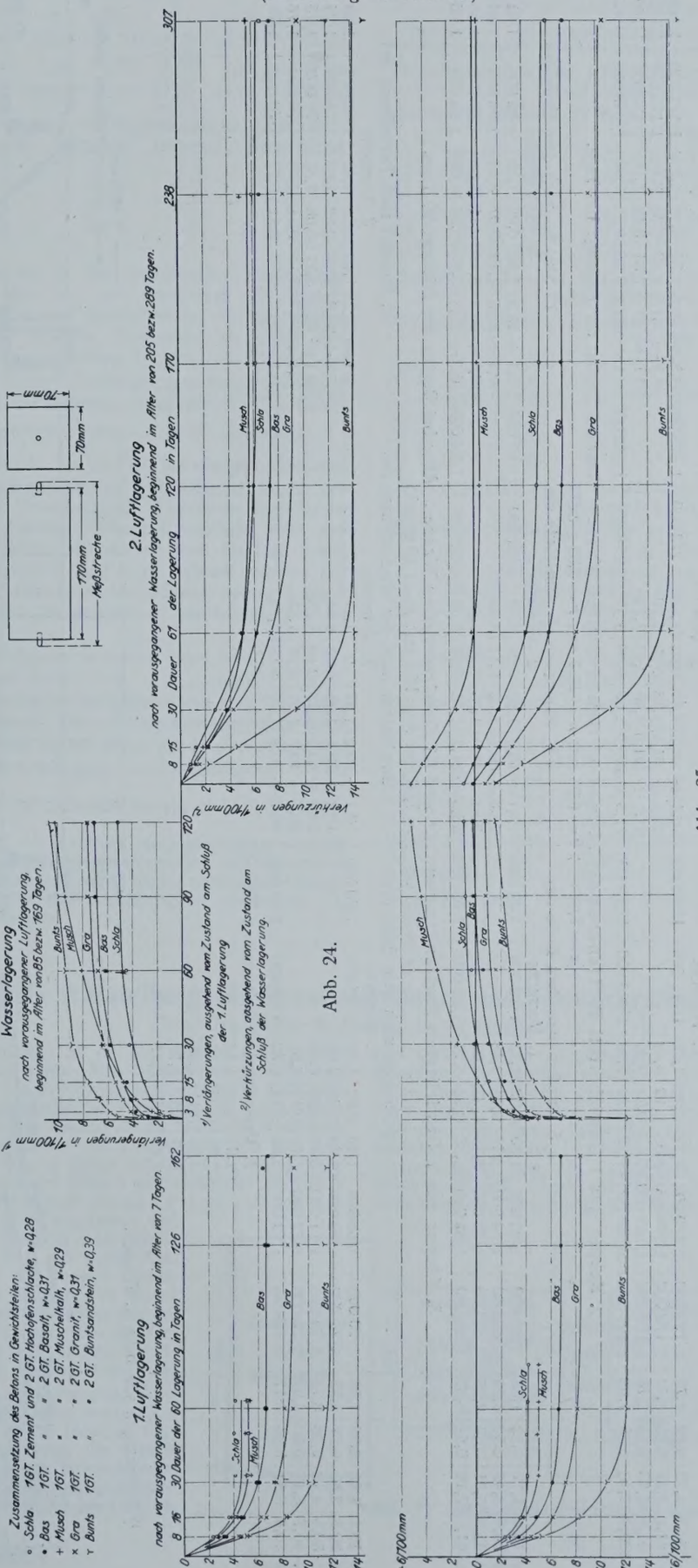


Abb. 24.

Abb. 25.

Abb. 24 u. 25. Längenänderungen von Betonkörpern mit verschiedenen Zuschlagstoffen. Lagerung der Körper: 1 Tag unter feuchten Tüchern, hierauf 6 Tage unter Wasser, dann trockene Lagerung, später Lagerung unter Wasser, schließlich wiederholte trockene Lagerung. Erste Messung der Körperlänge im Alter von 7 Tagen, unmittelbar nach der Entnahme aus dem Wasser.

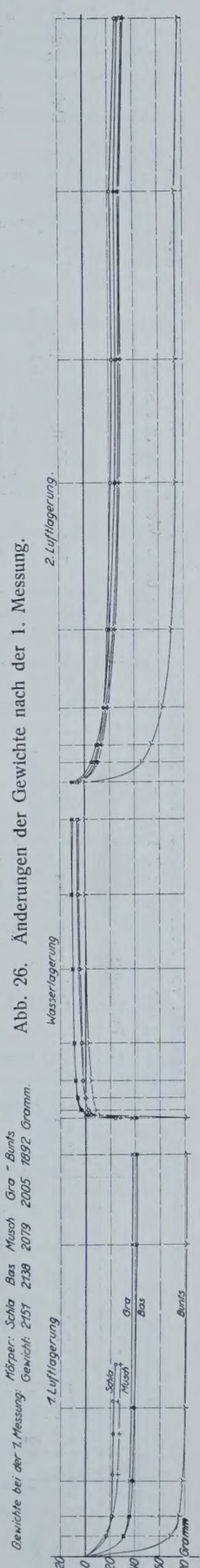


Abb. 26. Änderungen der Gewichte nach der 1. Messung.

[25]) Heft 227 d. Forschungsarbeiten usw. S. 7 u. f.

Zusammenstellung 4. Elastizität von Zementmörtel ohne Sandzusatz. Einfluß der Menge des Anmachwassers. Zement „L“.
Lagerung der Probekörper: 2 Tage in feuchter Luft, 5 Tage unter Wasser, dann trocken.

1. Prüfung						2. Prüfung[1])					3. Prüfung					4. Prüfung					Zahl der Lastwechsel beim
Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l=10$ cm in 1/962 cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Zusammendrückungen auf $l=10$ cm in 1/962 cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l=10$ cm in 1/962 cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l=10$ cm in 1/962 cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch
1. Körper aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 0,3 Gewichtsteilen Wasser. Alter bei Beginn der Prüfung: 103 Tage. ($a=7{,}04$ cm; $b=6{,}97$ cm; $h=21{,}1$ cm; $r=1{,}93$ g/cm³.)																										
						6 Stunden nach Beendigung des 1. Versuchs					15 Stunden nach Beendigung des 2. Versuchs						6 Stunden nach dem Ende des 3. Versuchs									
0,1 ÷ 30,5	1,72	0,02	1,70	1/172 000	1/170 000	1,77	0,06	1,71	1/171 000	1/166 000	0,1 ÷ 30,5	1,72	0,02	1,70	1/172 000	1/170 000	0,1 ÷ 30,5	1,74	0,03	1,71	1/171 000	1/168 000	2	2	2	1
0,1 ÷ 61,1	3,47	0,05	3,42	1/172 000	1/169 000	3,55	0,12	3,43			30,5 ÷ 61,1	1,73	0,03	1,70			0,1 ÷ 61,1	3,48	0,08	3,40	1/173 000	1/169 000	3	3	3	1
0,1 ÷ 91,6	5,33	0,15	5,18	1/170 000	1/165 000	5,41	0,21	5,20			61,1 ÷ 91,6	1,85	0,15	1,70			0,1 ÷ 91,6	5,31	0,13	5,18	1/170 000	1/166 000	4	3	5	1
0,1 ÷ 122,2	7,43	0,38	7,05	1/167 000	1/158 000	7,37	0,28	7,09	1/166 000	1/159 000	91,6 ÷ 122,2	1,99	0,29	1,70	1/173 000	1/148 000	0,1 ÷ 122,2	7,26	0,23	7,03	1/167 000	1/162 000	7	4	5	1
2. Körper aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 0,5 Gewichtsteilen Wasser. Alter bei Beginn der Prüfung: 108 Tage. ($a=7{,}03$ cm; $b=6{,}98$ cm; $h=19{,}7$ cm; $r=1{,}65$ g/cm³.)																										
						5 Stunden nach dem Ende des 1. Versuchs					¾ Stunden nach dem Ende des 2. Versuchs						15 Stunden nach dem Ende des 3. Versuchs									
0,1 ÷ 15,3	1,77	0,12	1,65	1/89 000	1/83 000	1,80	0,02	1,78	1/82 000	1/81 000	0,1 ÷ 15,3	1,80	0,01	1,79	1/82 000	1/81 000	0,1 ÷ 15,3	1,80	0,02	1,78	1/82 000	1/81 000	2	2	2	1
0,1 ÷ 30,5	3,49	0,20	3,29	1/89 000	1/84 000	3,47	0,04	3,43			15,3 ÷ 30,5	1,72	0,11	1,61			0,1 ÷ 30,5	3,49	0,07	3,42	1/86 000	1/84 000	3	3	4	1
0,1 ÷ 45,8	5,31	0,33	4,98	1/88 000	1/83 000	5,13	0,07	5,06			30,5 ÷ 45,8	1,73	0,19	1,54			0,1 ÷ 45,8	5,14	0,11	5,03	1/87 000	1/86 000	6	3	5	1
0,1 ÷ 61,1	7,18	0,51	6,67	1/88 000	1/82 000	6,83	0,13	6,70	1/88 000	1/86 000	45,8 ÷ 61,1	1,75	0,25	1,50	1/98 000	1/84 000	0,1 ÷ 61,1	6,87	0,24	6,63	1/89 000	1/85 000	5	4	7	1
3. Körper aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 0,7 Gewichtsteilen Wasser. Alter bei Beginn der Prüfung: 96 Tage. ($a=7{,}03$ cm; $b=7{,}00$ cm; $h=16{,}5$ cm; $r=1{,}59$ g/cm³.)																										
						4 Stunden nach dem Ende des 1. Versuchs					Unmittelbar nach der Wiederholung des 2. Versuchs						2 Stunden nach Beendigung des 3. Versuchs									
0,1 ÷ 10,2	1,43	0,05	1,38	1/70 000	1/68 000	1,40	0,02	1,38	1/70 000	1/69 000	0,1 ÷ 10,2	1,47	0	1,47	1/66 000	1/66 000	0,1 ÷ 10,2	1,43	0,01	1,42	1/68 000	1/68 000	2	2	2	1
0,1 ÷ 20,3	2,80	0,27	2,53	1/77 000	1/70 000	2,65	0,05	2,60			10,2 ÷ 20,3	1,29	0,05	1,24			0,1 ÷ 20,3	2,64	0,02	2,62	1/74 000	1/74 000	2	2	3	1
0,1 ÷ 30,5	4,12	0,38	3,74	1/78 000	1/71 000	3,88	0,08	3,80			20,3 ÷ 30,5	1,25	0,10	1,15			0,1 ÷ 30,5	3,91	0,06	3,85	1/76 000	1/75 000	3	2	3	1
0,1 ÷ 40,7	5,45	0,50	4,95	1/79 000	1/72 000	5,17	0,16	5,01			30,5 ÷ 40,7	1,27	0,14	1,13			0,1 ÷ 40,7	5,14	0,11	5,03	1/78 000	1/76 000	3	2	3	1
0,1 ÷ 50,8	6,81	0,64	6,17	1/79 000	1/72 000	6,56	0,34	6,22	1/78 000	1/74 000	40,7 ÷ 50,8	1,29	0,15	1,14	1/86 000	1/76 000	0,1 ÷ 50,8	6,38	0,11	6,27	1/78 000	1/76 000	3	4	5	1
						2. Versuch wiederholt (nach 8 Tagen)																				
						1,53	0,01	1,52																		
						2,78	0,04	2,74																		
						4,05	0,11	3,94																		
						5,47	0,32	5,15																		
						6,88	0,51	6,37																		

[1]) Belastungen wie beim 1. Versuch.

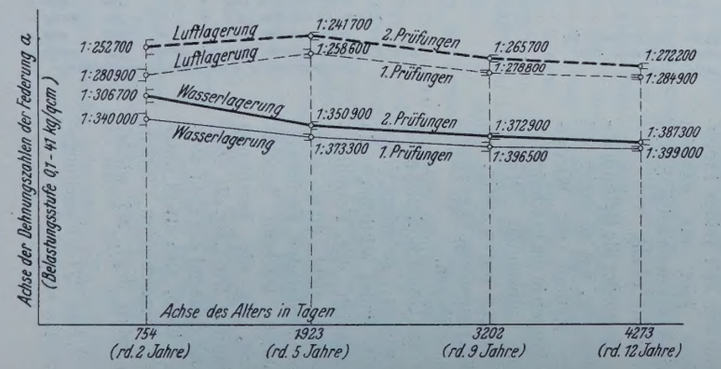


Abb. 27.

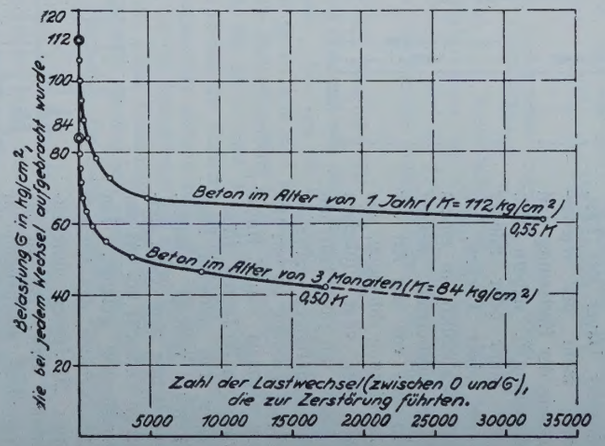


Abb. 28. Druckfestigkeit von Beton bei oftmaliger Wiederholung der Belastung (nach Ornum).

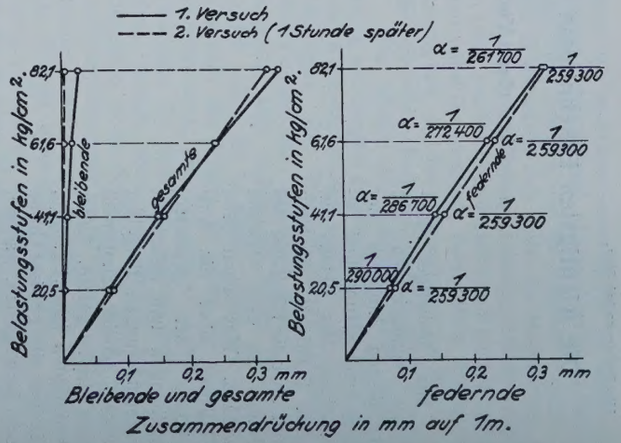


Abb. 29. Elastizität von Beton nach Vorbelastung.

Belastungsstufe 0,2 bis 16 kg/cm²

erstmalige Belastung und Entlastung	1.	2.	3.	4.	5.	6. Wiederholung
5,08	5,15	5,18	5,20	5,21	5,21	5,21 1/1200 cm,
0,29	0,31	0,32	0,33	0,33	0,33	0,33 1/1200 cm,
4,79	4,84	4,86	4,87	4,88	4,88	4,88 1/1200 cm;

Belastungsstufe 0,2 bis 48,1 kg/cm²

erstmaliger Lastwechsel	1.	5.	11.	13.	14.	15.	16. Wiederholung
17,58	17,86	18,36	18,69	18,74	18,76	18,77	18,77 1/1200 cm,
1,07	1,21	1,40	1,54	1,55	1,56	1,57	1,57 1/1200 cm,
16,51	16,65	16,96	17,15	17,19	17,20	17,20	17,20 1/1200 cm.

	Zunahme durch die Wiederholungen gesamte	bleibende	federnde	Zahl der Lastwechsel
unter 0,2 bis 16 kg/cm²	3	14	2 %	5
„ 0,2 „ 32,1 „	4	25	2 %	11
„ 0,2 „ 48,1 „	7	47	4 %	16
„ 0,2 „ 64,2 „	9	63	5 %	23

als die natürliche Elastizitätsgrenze zu der betreffenden Belastungsart bezeichnet; sie ist die Last, unter der sich eben noch ein Zustand ausbildet, bei dem nach oftmaliger Wiederholung der Anstrengung durch die übliche Messung nur federnde Dehnungen zu finden sind. In unserem Beispiel war die Beanspruchung D_u, die im Wechsel mit $\sigma_u = 0$ ertragen würde, auf 100 kg/cm² zu schätzen gegenüber 159 kg/cm² bei einmaliger Belastung durch den üblichen Druckversuch. Die Dauerfestigkeit D_u wäre hiernach zu $D_u = \frac{100}{159} K =$ rd. 0,6 K einzuführen.

Die Dauerfestigkeit des Betons ist bis jetzt nur bei wenigen Versuchen festgestellt worden. Der Amerikaner Ornum [26]) ist zuerst an solche Versuche herangetreten. Er hat die Druckfestigkeit K einzelner Probekörper in der üblichen Weise durch einmalige Belastung ermittelt, dann festgestellt, wie oft die Belastung wiederholt werden muß bis zum Bruch, wenn gleiche Körper mit 0,95 K, 0,90 K, 0,85 K usf. belastet werden. Die Zahl der Belastungen und Entlastungen in der Minute betrug 4 bis 8. Nach seinen Mitteilungen ist Abb. 28 gezeichnet; sie besagt, daß die Dauerfestigkeit D_u von Prismen

aus Beton mit $K =$ 84 kg/cm² höchstens etwa 0,4 K,
„ „ „ $K = 112$ „ „ „ 0,5 K

sein wird, während unsere Ergebnisse bei Betonsäulen mit $K = 159$ kg/cm² höchstens $D_u = 0{,}6\,K$ erwarten lassen. Diese Zahlen sind neuerdings durch Probst [27]) ergänzt worden. Er fand D_u bei Beton mit $K =$ rd. 190 kg/cm² zu rd. 0,6 K (minutlich 30 bis 90 Belastungen und Entlastungen).

[26]) Ornum, Proceedings of the American Society of Civil Engineers 1906, S. 972 u. f.

[27]) Bauingenieur 1925, S. 931. — Während der Drucklegung erschien ein ausführlicher Bericht über die Karlsruher Versuche als Dissertation von Mehmel (Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton). D_u ist zu 0,47 bis 0,60 K ermittelt worden.

Zusammenstellung 5.

Elastizität von Zementmörtel ohne Sandzusatz. Einfluß der Menge des Anmachwassers, Zement „H“.

Lagerung der Probekörper: 1 Tag unter feuchten Tüchern, 6 Tage im Wasser, dann trocken.

Belastungen kg/cm²	Zusammendrückungen auf $l = 7{,}5$ cm in 1/940 cm: gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahlen: der Federung	der gesamten Zusammendrückungen	Zahl der Lastwechsel
1. Körper IVa aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „H“ und 0,23 Gewichtsteilen Wasser. Alter bei der Prüfung: 11 Monate ($a = 7{,}01$ cm; $b = 7{,}05$ cm; $h = 17{,}53$ cm; $r = 2{,}01$ g/cm³).						
0,1 ÷ 15,2	0,47	0	0,47	1/226 000	1/226 000	2
0,1 ÷ 30,4	0,94	0	0,94	1/227 000	1/227 000	3
0,1 ÷ 45,5	1,41	0	1,41	1/227 000	1/227 000	2
0,1 ÷ 60,7	1,88	0	1,88	1/227 000	1/227 000	2
0,1 ÷ 91,1	2,83	0	2,83	1/227 000	1/227 000	2
0,1 ÷ 121,5	3,81	0,04	3,77	1/227 000	1/225 000	3
2. Körper Xa aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „H“ und 0,24 Gewichtsteilen Wasser. Alter bei der Prüfung: 9 Monate ($a = 7{,}01$ cm; $b = 6{,}99$ cm; $h = 17{,}46$ cm; $r = 1{,}99$ g/cm³).						
0,1 ÷ 15,3	0,50	0	0,50	1/214 000	1/214 000	2
0,1 ÷ 30,6	1,03	0	1,03	1/209 000	1/209 000	2
0,1 ÷ 45,9	1,56	0	1,56	1/207 000	1/207 000	2
0,1 ÷ 61,2	2,10	0,01	2,09	1/206 000	1/205 000	2
0,1 ÷ 91,8	3,19	0,04	3,15	1/205 000	1/203 000	3
0,1 ÷ 122,4	4,35	0,11	4,24	1/203 000	1/198 000	5
3. Körper VI aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „H“ und 0,25 Gewichtsteilen Wasser. Alter bei der Prüfung: 15 Tage ($a = 7{,}00$ cm; $b = 7{,}01$ cm; $h = 16{,}4$ cm; $r = 2{,}04$ g/cm³).						
	in 1/962 cm auf $l = 10$ cm					
0,1 ÷ 20,4	1,01	0,02	0,99	1/197 000	1/193 000	1
0,1 ÷ 61,1	3,27	0,14	3,13	1/188 000	1/180 000	1
0,1 ÷ 101,8	5,82	0,50	5,32	1/184 000	1/168 000	1
4. Körper Va aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „H“ und 0,39 Gewichtsteilen Wasser.[1]) Alter bei der Prüfung: 11 Monate ($a = 7{,}02$ cm; $b = 6{,}98$ cm; $h = 17{,}26$ cm; $r = 1{,}75$ g/cm³).						
	in 1/940 cm wie bei 1. u. 2. auf $l = 7{,}5$ cm					
0,1 ÷ 15,3	1,06	0,09	0,97	1/110 000	1/101 000	3
0,1 ÷ 30,6	2,12	0,17	1,95	1/110 000	1/101 000	3
0,1 ÷ 45,9	3,14	0,25	2,89	1/112 000	1/103 000	3
0,1 ÷ 61,2	4,15	0,33	3,82	1/113 000	1/104 000	4
0,1 ÷ 91,8	6,13	0,46	5,67	1/114 000	1/105 000	4
0,1 ÷ 122,4	8,18	0,64	7,54	1/114 000	1/105 000	4

[1]) Der Körper Va wies am Prüfungstage Schwindrisse auf.

(Schluß folgt.)

Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geh. Baurat **M. Contag**, Berlin-Friedenau.

Die reich beschickte Ausstellung ist in den weiten und gut beleuchteten Hallen des Baseler Meßpalastes übersichtlich untergebracht und bietet auf wasserbaulichem und wasserwirtschaftlichem Gebiete weit mehr als die vorjährige Deutsche Verkehrsausstellung zu München. Aus Abb. 1 (Grundriß des Erdgeschosses der vier Hallen) ist die räumliche Verteilung auf die beteiligten Länder zu ersehen. Mit Befriedigung läßt sich feststellen, daß die Deutsche Abteilung neben der Schweiz den größten Umfang hat, indem sie die Hälfte der Halle I und außerdem die rechte Langseite der Hallen II und III in Anspruch nimmt. Frankreich hat sich in der anderen Hälfte der Halle I niedergelassen und Italien das Obergeschoß dieser Halle für seine Schaustellung eingerichtet. Holland füllt mit seiner Ausstellung den Zwischenbau, und die übrigen Länder haben in der linken Hälfte der Halle II ihre Kojen eingerichtet. England, Rußland, die nordischen und die Balkanstaaten haben sich nicht beteiligt. Was die Vereinigten Staaten, der Völkerbund und die Rheinschiffahrtskommission bieten, hat nur geringe Bedeutung.

Während man sich früher bei technischen Ausstellungen auf Pläne und Bauzeichnungen beschränkte und allenfalls Lichtbilder und kleine Modelle hinzufügte, wird heute in großem Umfange die Plastik und Malerei, die Feinmechanik und Beleuchtungstechnik herangezogen, um die Ausstellungsgegenstände der Laienwelt genießbarer zu machen und das Gesamtbild wirkungsvoller zu gestalten. Vielleicht hat hierfür das „Deutsche Museum“ zu München vorbildlich gewirkt. So sehen wir große gemalte Pläne und Reliefkarten ganzer Landesteile mit Beleuchtung charakteristischer Punkte, wir finden prächtige Schaubilder und massige Modelle von Gebirgen mit ihren Talsperren und Kraftwerken. Ergänzend treten elektrisch beleuchtete Lichtbilder hinzu. Bei den beweglichen Modellen veranschaulicht uns die Feintechnik mit Hilfe elektrischer Kraft die Betriebsvorgänge. Auch die Filmtechnik hilft mit, um selbsttätig eine fortschreitende Entwicklung dem Beschauer vor Augen zu führen.

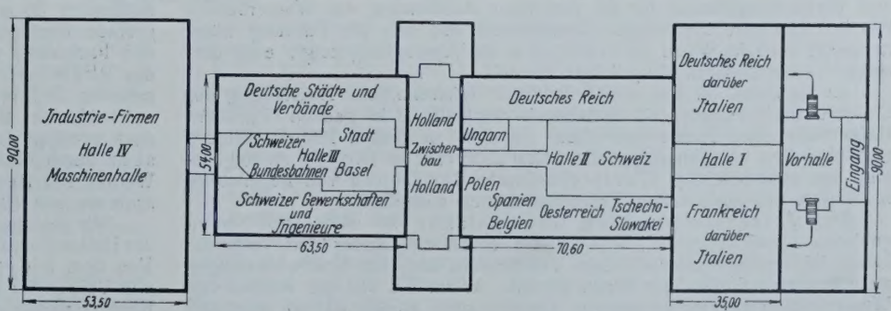


Abb. 1. Erdgeschoß-Grundriß der Ausstellungshallen.

Im Rahmen dieses Berichtes ist bei der reichen Fülle der Darbietungen eine Beschränkung auf die hervorragendsten Leistungen, besondere Neuheiten und eigenartige Darbietungen geboten. Besonders in der ausgedehnten Deutschen Abteilung sollen die mehr oder weniger bekannten Wasserbauten und Pläne nicht im Einzelnen besprochen werden. Dagegen erschien es für die Leser der „Bautechnik" erwünscht, von den Darbietungen des Auslandes alles Beachtenswerte herauszugreifen, denn die Leistungen der anderen Völker sind uns auch in der Nachkriegszeit nicht so zugänglich und bekannt geworden, daß wir alle Fortschritte und Neuerungen verfolgen können.

Die Deutsche Schau gliedert sich in zwei Abteilungen, und zwar in die in den Hallen I und II untergebrachte Hauptschau, die einen Überblick über den Stand der wissenschaftlichen Arbeiten, sowie der vorhandenen und in Aussicht genommenen Bauten gibt, und in die Schau der Städte, Hafenverwaltungen und sonstigen Firmen, die in den Hallen III und IV in geschlossenen Gruppen vereinigt oder mit ausländischen Ausstellern gleicher Fachgebiete gemischt sind.

An erster Stelle steht der deutsche Rhein, der auf einer 16 m langen in Öl gemalten Fußbodenkarte in seinem ganzen Verlauf vom Bodensee bis zur holländischen Grenze dargestellt ist. Durch nacheinander selbsttätig wirkende Beleuchtung der wichtigsten industriellen Anlagen wird die große wirtschaftliche Bedeutung des ganzen Rheingebietes erkennbar. Die Arbeiten zur Verbesserung des Stromes sind aus den zahlreichen Karten und Plänen ersichtlich. Die besonderen Schwierigkeiten der Schiffahrt im „Binger Loch" zeigt ein großes Diorama, und daneben steht das Modell eines Taucherschachtes, mit dessen Hilfe die Felssprengungen unter Wasser zur Erzielung einer Mindestfahrtiefe von 2 m ausgeführt werden. Die beiden größten Rheinhäfen sind in besonderer Weise dargestellt, nämlich der Duisburg-Ruhrorter Hafen in einem Reliefbild und der Hafen Mannheim in einem von Künstlerhand gemalten Schaubild. Die übrigen Rheinhäfen sind in der Einzelausstellung der Städte zu finden. An die Ausstellung des Rheins ist die Wasserstraße Rhein—Neckar—Donau unmittelbar angeschlossen, deren Längsschnitt sich an den Wänden des Ausstellungsraumes entlang zieht. Weiter ist in wirkungsvoller Weise die Wasserstraße Rhein—Main—Donau in Karten und Plänen zur Schau gestellt. Im Mittelpunkte steht dabei das große Modell der im Bau begriffenen Kachletstufe bei Passau. Nächstdem sieht man die Darstellung der Westdeutschen Kanäle: den Rhein-Herne-Kanal auf einem großen Plan und vom Ems-Weser-Kanal das Schaubild der Kanalbrücke bei Minden, sowie der im Bau begriffenen Schleusenanlage bei Anderten. Diese Doppelschleuse hat mit ihren Sparkammern eine Grundbreite von 45 m und eine Länge von 257 m und ist wohl nächst der Kachletstufe bei Passau das größte in der Ausführung befindliche Wasserbauwerk Deutschlands. Von der Weser ist ein Plan ausgestellt, auf dem man die mit sieben Staustufen auszubauende, 163 km lange Strecke Minden—Bremen dargestellt sieht. Eine vom „Weserbund" ausgestellte Karte der geplanten Wasserstraße Nord—Süd (Weser—Werra—Main—Donau) zeigt die bekannte Linienführung und den Umfang ihres Einflußgebietes. Karten und Pläne aus dem Stromgebiete der Elbe und Oder beschließen die amtliche Ausstellung der deutschen Wasserstraßen. Besonders hervorzuheben ist hierbei die Schleusentreppe von Niederfinow und das kunstvolle, bereits in München ausgestellt gewesene Modell des Schiffshebewerkes. Die Bauzeit für dieses Hebewerk ist auf sechs Jahre bemessen, so daß mit der Inbetriebsetzung 1932 zu rechnen sein wird.

Einen wesentlichen Bestandteil der deutschen Schau bildet die Ausstellung der wissenschaftlichen und Versuchs-Anstalten. Sowohl die Preußische Landesanstalt für Gewässerkunde, als auch die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau gibt der Öffentlichkeit Kenntnis von ihren Beobachtungen und Versuchsergebnissen. Für den Wasserbauer von besonderem Interesse sind zwei betriebsfähige Modelle. Das eine zeigt je eine Kammerschleuse nach alter und nach neuer Bauart hinsichtlich ihrer Füllungs- und Entleerungsvorrichtungen, das zweite Modell stellt eine eigenartige „Schleusung ohne Aufenthalt" dar. Man sieht einen Schleppzug von unten her einfahren. Während sich das untere Stemmtor schließt, öffnet sich das obere Klapptor und die ziemlich lange Glaskammer füllt sich allmählich. Der Schleppzug bleibt in Fahrt und findet oben angekommen das Wasser ausgespiegelt, so daß er seine Fahrt fortsetzen kann. Der von Dr. Krey stammende Vorschlag ist an sich wohl ausführbar, erfordert aber eine sehr lange Kammer und reichlich Wasser und könnte wohl nur bei Flußkanalisierungen in Frage kommen. Auch die deutschen Technischen Hochschulen haben die Einrichtung ihrer Flußbaulaboratorien und Versuchsanstalten zur Schau gestellt. Von der Wichtigkeit ihrer Forschungs- und Versuchsergebnisse für die praktische Ausführung von Wasserbauten ist die Fachwelt überzeugt. Deutschland hat hier die Führung übernommen, auch in Wien ist bereits, wie die Ausstellung zeigt, eine derartige Versuchsanstalt eingerichtet worden.

Im Anschluß an die vorbeschriebene reichsamtliche Ausstellung der Deutschen Wasserstraßen haben in der Halle III im ganzen 17 größere Hafenstädte ihre Häfen mit allem Zubehör in großen Plänen, Bildern und Modellen zur Schau gestellt. Der „Bayrische Lloyd" zu Regensburg hat eine prächtige Übersichtskarte der Donau von Regensburg bis Galatz mit allen seinen Dampferstationen ausgehängt.

Die Wasserkraftnutzung Deutschlands ist nicht nach Stromgebieten zusammengefaßt, sondern die einzelnen Länder und Verbände haben ihre wasserwirtschaftlichen Verhältnisse und ihre Kraftwerkanlagen an geeigneten Stellen zur Schau gestellt. Wenn bei uns der Ausbau von Wasserkräften gegenüber anderen Ländern noch zurück ist, so liegt dies nicht an der mangelnden Erkenntnis des Wertes von Wasserkräften, sondern an der Beschränktheit der Mittel und an dem Wettbewerb mit der Kohle, die uns in Norddeutschland noch in reichem Maße zur Verfügung steht. Übrigens ist Deutschland nicht so arm an Wasserkräften, wie man vielfach glaubt, denn nach vorsichtiger Schätzung sind an ausnutzbaren Kräften vorhanden in Norddeutschland zus. 1 580 000 kW, in Baden und Württemberg 935 000 kW, in Bayern 2 000 000 kW.

Man darf daher bei einem künftigen Vollausbau für Deutschland mit 4,5 Millionen kW (rd. 6 Millionen PS) rechnen, wodurch jährlich 25 bis 30 Milliarden kWh erzeugt werden könnten.

Das Land Baden verdankt, wie seine Ausstellung zeigt, seine reichen Wasserkräfte dem Oberrhein und dem Schwarzwald. Mit dem Ausbau der Murgwasserkräfte wurde schon vor dem Kriege begonnen, und 1921 wurde das Badenwerk gegründet. Diese Gesellschaft nahm sofort das Schwarzenbachwerk in Angriff, von dem die 67 m hohe Talsperre in einem Gemälde wirkungsvoll dargestellt ist. Eine Anlage größten Ausmaßes wird das Schluchseewerk werden, das die Abflüsse des Feldberges nach Süden zusammenfaßt. Der Schwerpunkt dieses Werkes liegt in dem Schluchsee, der um 30 m angestaut werden und ein großes Speicherbecken bilden soll. Das bis zum Rhein bei Waldshut 600 m betragende Gefälle wird in drei Stufen ausgenutzt, wie ein Schaubild der ganzen Anlage und ein Relief des Schluchseegebietes zeigt.

In Norddeutschland ist die Errichtung von Stauwerken und Talsperren mit dem alleinigen Zweck des Kraftgewinnes bisher im allgemeinen nicht betrieben. Die Stauwerke — mit Ausnahme des Werrakraftwerkes „Am letzten Heller" — wurden in erster Linie für Schiffahrtzwecke erbaut und die Kraftgewinnung geschieht nebenher. Auch die Sammelbecken an der Eder und Diemel, sowie die geplanten Talsperren im Harz und im oberen Saalegebiet sollen in der Hauptsache der Kanalspeisung dienen. Erst in zweiter Linie steht der Hochwasserschutz und Kraftgewinn. Von den norddeutschen Wasserkraftanlagen sind Schaubilder der Edertalsperre und des erwähnten Werrawerkes zu sehen. Ein großes Wandbild zeigt den Entwurf für den Ausbau der Harztalsperren, darunter die Rappbodesperre mit 90 m hoher Mauer, die Eckersperre und die Okertalsperre. Das durch diese Sperren aufgesammelte Wasser soll bekanntlich zur Speisung des Mittellandkanals dienen. Eine große Reliefkarte der oberen Saale zeigt die geplanten Talsperren von Hohenwarte und im kleinen „Bleiloch" mit den zugehörigen Ausgleichbecken. Diese beiden Sperren werden bei einer Mauerhöhe von 73 m bezw. 65 m mit zu den höchsten Talsperren Europas zählen. Der Freistaat Sachsen hat u. a. Pläne und Zeichnungen des 1924/26 errichteten Niederdruckwerkes in der Mulde bei Wurzen ausgestellt.

Die Wasserkraftnutzung Bayerns wird in einem „Generalplan für den Ausbau der Bayrischen Großwasserkräfte" zur Anschauung gebracht. Bekannt ist das Walchenseewerk und der Ausbau der mittleren Isar, weniger bekannt ist die geplante Talsperrenanlage Roßhaupten am Lech unterhalb Füssen und die Ausnutzung der Ammer zwischen Oberammergau und Weilheim. Die vorgenannten beiden Werke sind in Zeichnungen, Lichtbildern und Modellen dargestellt.

Am Schluß unserer Wanderung durch die Deutsche Schau gelangen wir auf einer oberen Galerie der Halle II zu einer Sonderausstellung von Baden und der Schweiz. Sie zeigt den Ausbau des Oberrheins von Basel bis zum Bodensee für Schiffahrt und Kraftgewinn, über den sich die beiden Uferstaaten verständigt haben. Dieses Glanzstück der ganzen Ausstellung rechtfertigt eine besondere Betrachtung. An einem Geländer entlang gehend, überblickt man auf einem 25 m langen Fußbodenplan den ganzen Oberrhein vom Bodensee bis zum Rheinwerk Kembs unterhalb Basel. Der Plan im Maßstab 1 : 5000 ist aus farbig angelegten und geschickt zusammengesetzten Fliegeraufnahmen hergestellt. In diesem Plan sind alle bestehenden Anlagen und die geplanten neuen Staustufen farbig eingetragen. Darüber befindliche durchscheinende Lichtbilder ergänzen das Gesamtbild. Durch den Wettbewerb von 1920 ist der Ausbau des Oberrheins wohl weiteren Kreisen bekannt geworden. Nach dem von der „Straßen- und Wasserbaudirektion zu Karlsruhe" in Gemeinschaft mit dem „Ostschweizerischen Verband" in allen Einzelheiten baureif ausgearbeiteten Ausbauentwurf, wie ihn die Ausstellung in Plänen, Bauzeichnungen und Modellen zeigt, soll das vorhandene Gefälle von 152 m der 170 km langen Strecke durch 13 Staustufen mit daneben liegenden Schleusen und Kraftwerken überwunden werden. Von diesen Stufen sind bereits vier mit zusammen 203000 PS ausgeführt, weitere drei mit 233000 PS sind im Bau begriffen und die übrigen sechs mit zusammen 520000 PS im Plan für die Konzessionierung fertig gestellt. Mit der allmählichen Ausführung dieser Kraftwerke wird gleichzeitig die Schiffbarmachung im wesentlichen durchgeführt sein. An jeder Staustufe ist eine Schiffschleuse mit 12 m Torweite, 2,5 m Drempeltiefe und mit anfänglich 35 m, später 135 m langer Kammer vorgesehen, so daß die größten Rheinschiffe bis zum Bodensee werden verkehren können. Für den Fachmann von besonderem Belang ist die Lösung zur Umgehung des Rheinfalles ohne Tunnel durch zwei gekuppelte Schleusen von zusammen 30,3 m Gefälle und die Lösung zur Abschneidung der Rheinschleife bei Rheinau durch eine Schleuse von 13,5 m Gefälle. Es sei noch erwähnt der ausgestellte Entwurf einer Regulierung des Bodensees durch Flußkorrektion und Erbauung eines 105 m langen beweglichen Wehres bei Hemishofen mit 4,6 m Höchstgefälle, das mit einer Schiffschleuse von 15 m Torweite verbunden ist.

Wir gelangen nunmehr zu der **Schweiz,** deren Ausstellung im Mittelteil der Hallen II und III, sowie auf den Galerien dieser Hallen Platz gefunden hat. Von dem Eidgen. Amt für Wasserwirtschaft und anderen Anstalten und Verbänden sind die hydrographischen Verhältnisse in umfangreichem Kartenmaterial dargestellt. Eine große Wandkarte der Schweiz zeigt in Lichtpunktdarstellung die Lage aller ausgebauten Wasserkräfte über 1000 PS.

Ein großes Versuchsgerinne aus Glas zur Prüfung von Flügelmessungen wird von einer elektrischen Pumpe mit kristallklarem Wasser betrieben. Besonderes Interesse beanspruchen die Pläne und Einrichtungen der Versuchsanstalt Manegg, die sich mit der Ermittlung des Durchflußgesetzes für Wasser bei verschiedenen Materialien und mit dem Problem der Abdichtung von Erd- und Betonkörpern befaßt. Die Eidgen. Technische Hochschule gibt eine Darstellung der Entwicklung aller baulichen und maschinellen Teile der Hydroelektrischen Werke durch eine Reihe von typischen Beispielen. Zum Verständnis der Turbinenarbeit wird eine Peltonturbine im Modell mit aufgeschnittenem und durch Glas verschlossenem Gehäuse im Betriebe gezeigt. Fast alle größeren Wasserkraftwerke der Schweiz, auch die nur geplanten, sind in Plänen und Modellen ausgestellt. Man schätzt die in diesen Anlagen ausnutzbare Leistung auf 2 000 000 PS. Die Ausstellung zeigt übrigens, daß die Schweiz dank den großen Erfahrungen ihrer Ingenieure und Unternehmer auf dem Gebiete der Talsperren, Stauanlagen und Kraftwerkbauten die Führung hat. Wie man aus der Privatausstellung der einzelnen Firmen ersieht, erstreckt sich ihr Arbeitsgebiet weit über die Grenzen der Schweiz hinaus.

In der Mitte der Halle III haben die Schweizerischen Bundesbahnen, die in der Einführung des elektrischen Betriebes bereits weit vorgeschritten sind, unter Mitwirkung der beteiligten Industrien ihre Wasserkraftzentralen ausgestellt. Man sieht u. a. in prächtigen Gebirgsmodellen die großen Kraftwerke von Ritom, Vernayez und Barberine mit Druckgefällen von 600 bis 800 m. Ein großes Diorama der Biaschina-Schlucht bei Giornico, vom Führerstand der Lokomotive gesehen, bildet den Abschluß dieser Sonderausstellung.

Von der Binnenschiffahrt hat die Schweiz zurzeit noch nicht viel darzubieten, doch hat die Stadt Basel ihre neuen Hafenanlagen und die geplante Rheinregulierung Basel—Straßburg wirkungsvoll ausgestellt. Der in der Zeit von 1919 bis 1926 erbaute Hafen besteht aus einem offenen Becken von rd. 600 m Länge, dessen Landseite, mit einer Kaimauer versehen, dem Speicher- und Schuppenbetrieb dient, während die Wasserseite mit einer fahrbaren Kranbrücke den Massenverkehr in Kohle und Baustoffen bewältigt. Die Niederwasserregulierung des Rheins, wie sie nach dem Entwurf des Oberbaurat Spieß (Karlsruhe) zur Ausführung kommen soll, ist in einem Übersichtsplan dargestellt, aus dem man die sanft geschwungene Linienführung der Fahrrinne ersieht. Durch Einbau von Buhnen, der auch durch ein Modell erläutert wird, sowie durch Verbauung der Kolke und Festlegung der Kiesbänke soll sich ein Niederwasserquerschnitt ausbilden, der bei 540 m³/Sek. Wasserführung eine Fahrrinne von 75 m Breite bei 2 m Mindesttiefe gewährleisten würde. Da ein derartiger Ausbau des Rheins sich unterhalb Straßburgs bewährt hat, zweifelt man nicht daran, daß die Fortführung dieser Regulierung bis zur Kembser Staustufe trotz des etwas größeren Spiegelgefälles ebenfalls gelingen wird. Eine baldige Ausführung wäre sehr zu wünschen, damit der französische Plan einer Weiterführung des Kembser Werkkanals bis nach Straßburg an dem zu erwartenden Widerspruch der Internationalen Rheinschiffahrtskommission zum Scheitern kommt.

Man beschäftigt sich in der Schweiz auch noch mit dem weit ausschauenden Plan eines Rhein-Rhône-Kanals, dessen Pläne ausgestellt sind. Danach würde dieser Kanal aus dem Rhein bei Waldshut auszweigen und die zu kanalisierende Aar bis zum Neuchâteler See verfolgen. Dessen Spiegel liegt auf + 430 NN, d. h. 110 m über dem Rheinspiegel. Zwischen diesem See und dem Genfer See ist noch eine Wasserscheide durch eine etwa 14 m höher liegende Scheitelhaltung zu nehmen. Dann würde der Kanal mit einer Schleusentreppe auf den Spiegel des Genfer Sees + 372 NN hinabsteigen. Die ganze Länge dieser Kanalverbindung beträgt 290 km, sie hat aber nur dann Zweck, wenn Frankreich die Rhône für die Großschiffahrt ausbaut.

Ein Anschluß an das italienische Wasserstraßennetz kann wohl nur für den Langen See (Lago maggiore) in Frage kommen.

Man kann die Schweizerische Schau nicht verlassen, ohne die besonders interessante Privatausstellung der Ingenieure und Tiefbaufirmen zu berücksichtigen. Hier haben u. a. die weltbekannten Firmen Buß-Basel, Locher & Cie.-Zürich, Conrad Zschokke-Genf und Gruner & Dr. Stucky-Basel ihre meist sehr schwierigen Bauten in der Schweiz und anderen Ländern in Lichtbildern, Zeichnungen und Modellen zur Schau gestellt. Was den Talsperrenbau betrifft, so sei beispielshalber eine eigenartige Sperrmauer hervorgehoben, die die zuletzt genannte Ingenieurfirma bei Montejaque in Spanien 1924 nach ihrem Entwurf ausgeführt hat.[1]) Es ist nicht eine Schwergewichtmauer üblicher Bauart, sondern eine „Bogenmauer", deren Schnitt und Grundriß aus beistehender Abbildung zu ersehen ist. Man hält es nicht für möglich, daß eine so schwache Mauer dem Wasserdruck von 70 m gewachsen sein kann, bis man aus dem Grundriß ersieht, daß es sich um einen zwischen Felswänden eingespannten Bogen von 36 m Halbmesser und 66 m Spannweite handelt. Das seltsame Bauwerk ist in Zeichnungen und im Modell ausgestellt und hält bereits zwei Jahre. Von deutschen Ingenieurfirmen haben nur die Siemens-Bauunion und Dr. Adolf Ludin ausgestellt. Letzterer zeigt seinen Entwurf für die Wasserkraftnutzung des Rionflusses in Transkaukasien, allerdings ohne bautechnische Einzelheiten.

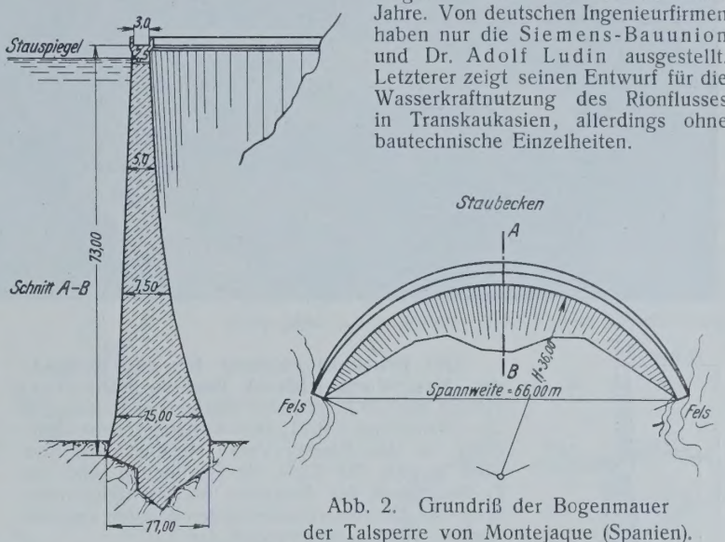


Abb. 2. Grundriß der Bogenmauer der Talsperre von Montejaque (Spanien).

Zum Schluß sei hier noch eines eigenartigen Planes für die Ausnutzung der Rheinwasserkraft Basel—Straßburg gedacht. Im Auftrage einer Pariser Studiengesellschaft haben nämlich die Ingenieure O. Höhn-Zürich und Dr. Fischer-Fröschweiler einen Gegenentwurf zu dem bekannten Entwurf des „Grand Canal d'Alsace" durchgearbeitet und zur Schau gestellt. Die Entwurfsverfasser wollen den Rhein, dessen Gefälle zwischen Basel und Straßburg rd. 110 m beträgt, von Basel bis Altbreisach durch vier große Staustufen von 9 bis 10 m Höhe mit danebenliegenden Kraftwerken und Schleppzugschleusen kanalisieren. Abwärts Altbreisach soll dann der Rhein reguliert werden, so daß die internationale Schiffahrt dauernd im Rheinlauf verbleiben würde. Der Plan geht aber weiter, indem bei Nambsheim oberhalb Altbreisach mit einer großen Wehranlage ein 70 km langer schiffbarer Werkkanal abgeleitet wird. Dieser soll mit einer Wasserführung von 360 m³/Sek. in höherem Gelände über Colmar und Schlettstadt bis nahe Straßburg geführt werden, um dort in einem Hochdruckwerk zu endigen. Dieses Kraftwerk mit etwa 40 m Nutzgefälle soll oberhalb ein großes Staubecken und unterhalb ein Ausgleichbecken mit Kraftwerk erhalten, um auch die Nachtkraft vollständig ausnutzen zu können. Nach Ansicht der Verfasser würde die Anlage wirtschaftlicher sein als der französische Seitenkanal mit seinen neun Stufen in der Rheinebene, dessen Dichtung äußerst schwierig sein würde. Die Gesamtleistung der vorgeschlagenen Anlage wird auf 1 085 000 PS berechnet und dadurch die Wirtschaftlichkeit des Unternehmens begründet. Allerdings setzen die Verfasser eine erhebliche Anreicherung des Niedrigwassers durch die Bodenseeregulierung voraus, so daß dann die Entnahme von 360 m³/Sek. ohne Beeinträchtigung der 11 Monate langen Schiffahrt im Rheinlauf möglich sein wird. Der beschriebene Plan ist insofern nicht unrichtig, als er in der unteren Strecke, wo das Spiegelgefälle nur 0,63 bis 0,86 ‰ beträgt, die Regulierung, in der oberen Strecke mit dem stärkeren Gefälle von 0,93 bis 1,05 ‰ die Kanalisierung vorschlägt. Jedenfalls ist er sehr beachtenswert, denn er stört nicht den Beginn der Rheinregulierung, während er mit dem bekannten französischen Plan in scharfen Wettbewerb tritt. (Schluß folgt.)

[1]) S. „Die Bautechnik" 1925, Heft 20, S. 271.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. August ausgegebene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Reg.-Baumeister H. Werner: Neuzeitliche Hochhallenbauten.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Gründer und Vorsitzenden des Forschungsheimes für Wärmeschutz in München Eduard Dyckerhoff in Blumenau bei Wunstorf, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die praktische und wissenschaftliche Förderung der Wärmeschutztechnik.

Bau der Speicheranlage der städt. Elektrizitätswerke Kufstein. Der von den städt. Elektrizitätswerken Kufstein zur Ausführung beschlossene Wasserspeicher hat die Aufgabe, in den Zeiten, wo ein Überschuß von Wasser vorhanden ist, diesen Überschuß für jene Tagesstunden, während deren der Strombedarf durch die zufließende Wassermenge nicht gedeckt ist, aufzuspeichern. Die Speicheranlage liegt in der Nähe des Wasserschlosses und besteht aus einem Tunnel von eiförmigem Querschnitt, rd. 6,20 m breit, 6,50 m hoch, 51 m lang, und zwei Zugangstollen: dem Sohlstollen, durch den die Rohrleitung zum Füllen und Entleeren führt, und dem Firststollen zum Kontrollieren und etwaigen Einsteigen in den Speicherraum. Der Bau geschieht nach der Tunnelbauweise mit Vorbetrieb von Sohl- und Firststollen und nachfolgendem Vollausbruch. Gegenwärtig sind $^4/_5$ des Speicherraumes ausgebrochen. Der Betrieb findet in drei Schichten, d. h. stetig bei Tag und Nacht statt. Gebohrt wird maschinell mit Preßluft, die durch eine fahrbare Kompressoranlage (45 PS) beim Krafthause erzeugt und mit 6 at Druck durch eine 58 mm weite Rohrleitung auf die Baustelle gepreßt wird. Erschwerend für den Bau ist der Platzmangel auf der Baustelle, der eine Lagerung des ausgebrochenen Materials ausschließt, so daß dieses in einer rd. 60 m langen Materialschüttrinne, die den Kaisertalweg kreuzt, in die Sparchenschlucht gebracht werden muß. Ende des Monats August dürfte die Arbeit beendet und der Speicher seiner Bestimmung übergeben sein. F. F.

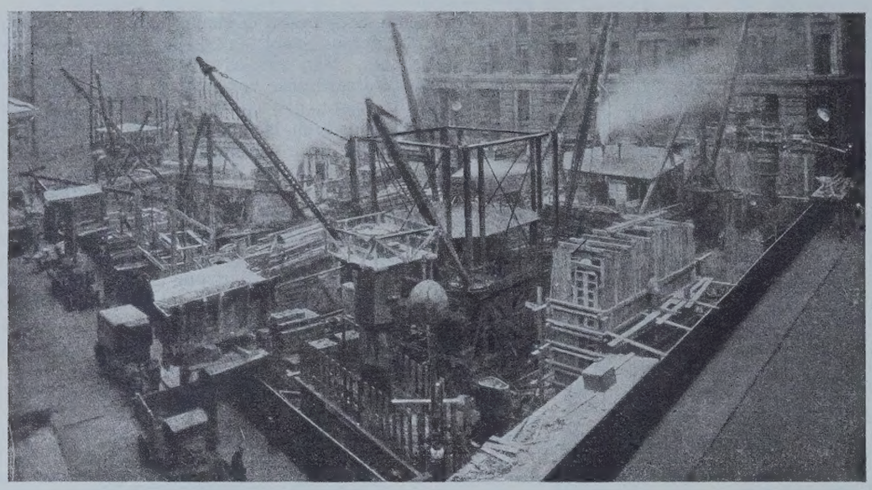


Abb. 1.

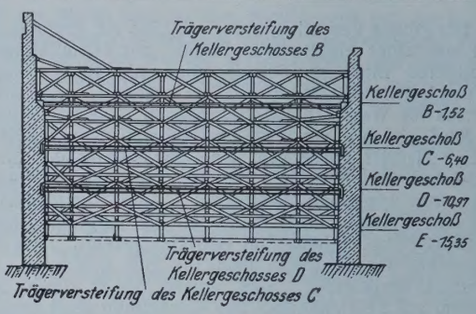


Abb. 2.

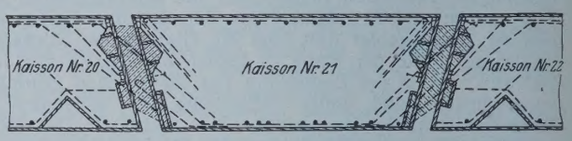


Abb. 4.

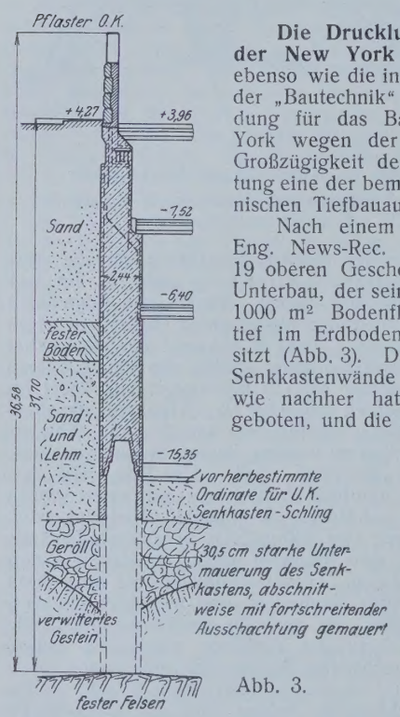


Abb. 3.

Die Druckluftgründung für das Gebäude der New York Federal Reserve Bank stellt ebenso wie die in mancher Beziehung ähnliche, in der „Bautechnik“ 1924, Heft 43 beschriebene Gründung für das Barclay-Vesey-Hochhaus in New York wegen der Tiefe der Gründung und der Großzügigkeit der Bauplatz- und Betriebseinrichtung eine der bemerkenswertesten neueren amerikanischen Tiefbauausführungen dar.

Nach einem Bericht von C. S. Proctor in Eng. News-Rec. vom 15. April 1926 ruhen die 19 oberen Geschosse des Bankpalastes auf einem Unterbau, der seinerseits fünf Stockwerke aufweist, 1000 m² Bodenfläche bedeckt und über 30 m tief im Erdboden, davon 18 m im Grundwasser, sitzt (Abb. 3). Das Verfahren der Absteifung der Senkkastenwände sowohl während des Absenkens wie nachher hat manch bisher nicht Bekanntes geboten, und die Höhe des Luftdruckes hat fast die in den amerikanischen Vorschriften zugelassenen Werte erreicht.

Einunddreißig Senkkasten wurden am Anfang der Baugrube abgesenkt und nach Abb. 2 zunächst einstweilig mit Holz, später mit einer Eisenkonstruktion in Höhe der jeweiligen Kellerzwischendecken abgesteift. Wegen der stark wechselnden Höhe, in der sich tragfähiger Fels in der Baugrube fand, mußte man die Ordinate, bis zu der die Schneide des Schlings der Senkkasten abzusenken war, für jeden einzelnen Kasten im voraus sorgfältig feststellen und den Absenkungsvorgang entsprechend einrichten. Das unterste Kellergeschoß war für eine Gesamtbelastung von 50 000 kg/m² berechnet, davon galten 45 000 kg/m² als Nutzlast für das Gewicht des Edelmetallvorrats der Bank.

Nach der Absenkung wurden die Senkkasten nach Abb. 3 sorgfältig und entsprechend dem Fortschritte der Aushubarbeiten mit 30 cm starkem Mauerwerk untermauert, wobei zum Teil erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden waren. Abb. 4 zeigt einen Teilgrundriß dreier benachbarter Senkkasten und die Ausbildung der Zwischenfugen. Nach umfassenden Beobachtungen hat sich ein Abstand der Senkkasten von 3 mm als genügend erwiesen, um auch die größten in diesen Schichten auftretenden Dehnungen infolge von Temperaturänderung auszugleichen. Die genaue Länge der endgültigen eisernen Aussteifung konnte erst nach beendeter Absenkung der Senkkasten bestimmt werden, da infolge der großen Tiefen und Abmessungen mit einer geringen Schwankung und Änderung des Abstandes der Wandungen immerhin zu rechnen war.

Geleistet wurden im ganzen an Baggerarbeit 76 000 m³ für die innere Baugrube, ferner 18 000 m³ beim Absenken der Senkkasten, 22 500 m³ Beton für das Ausbetonieren und 1 017 t Eisenkonstruktion für die endgültige Versteifung der Senkkasten. Der umbaute Raum für die fünf Kellergeschosse beträgt etwa 78 150 m³. Ki.

Das verschiebbare Glasdach des städtischen Amalienbades in Wien. Eine interessante Aufgabe beim Bau des kürzlich eröffneten Amalienbades in Wien war nach dem „Neuen Wiener Tagbl.“ die Errichtung des verschiebbaren Glasdaches über der großen Schwimmhalle. Das Dach sorgt für eine ausreichende Belichtung der Halle, muß im Winter die Gewähr für eine größtmögliche Wärmedichtheit bieten, im Sommer dagegen durch Freigabe der Öffnung Luft und Sonne hereinfluten lassen. Der gesamte zu überdeckende Raum besitzt eine Länge von 44 m und eine lichte Weite von 10 m. Er wird durch die die ganze Halle tragenden Eisenbetonbinder in acht Felder von je 5,5 m Länge geteilt. Die beiden Endfelder von rd. 11 m Stützweite sind fest eingebaut, dagegen die sechs mittleren Felder von je einem beweglichen Dachteil überdeckt. Das Öffnen des Daches geschieht von der Mitte aus, indem sich je drei Dachteile in der Längsrichtung der Halle übereinander schieben und sich zuletzt über die festen Dachteile legen. Es wird dadurch eine Öffnung von 32 m Länge und 12 m Breite freigegeben. Die einzelnen sich übereinander schiebenden beweglichen Teile des Hauptdaches, deren Stützweite — gegen die Raummitte zu wachsend — 11,4, 12,12 und 12,82 m beträgt, überspannen, ähnlich einer Kranbrücke, den ganzen Raum und laufen auf Stahlschienen, die auf einem Eisenbetonträger verlegt sind. Diese Träger wurden zur Verminderung der Belastung hohl ausgebildet. Unterhalb des Hauptdaches, das mit Drahtglas, kittlos verlegt nach Bauweise J. Eberspächer, eingedeckt ist, sind Zierlichter eingebaut, die den eigentlichen architektonischen Abschluß der Halle bilden, und dabei gleichzeitig den für den Wärmeabschluß notwendigen isolierenden Luftraum schaffen. Die beweglichen Felder der Zierlichter laufen teils auf den an den südlichen Eisenbetonträgern befestigten Laufschienen, teils auf einem im Firste der Betonbinder aufruhenden Eisenträger. Besondere Sorgfalt wurde auf den Dichtschluß der einzelnen beweglichen Teile gegeneinander verwendet, um einerseits das Eindringen von Regen und Schnee zu verhindern, anderseits durch möglichst geringen Luftumlauf die Warmhaltung des Hallenraumes zu erleichtern. Hauptdach und Zierlichter werden getrennt voneinander bewegt, jedoch von einem gemeinsamen, umschaltbaren Kettenzugantrieb aus. Die Bewegung des Öffnens und Schließens erfordert je fünf Minuten. Um bei einem plötzlich auftretenden Witterungsumschlag das Dach rasch schließen zu können, wird die Schließbewegung mittels einer elektrischen Druckknopfsteuerung vom Erdgeschoß aus eingeleitet. Symmetrisch zu beiden Seiten des beweglichen Hallendaches sind noch zwei festliegende Pult-Oberlichter von je 44 m Länge und 5 m Höhe angeordnet. Die Bauausführung lag in den Händen der Brückenbauanstalt und Eisenkonstruktionswerkstätte Jg. Gridl. Die elektrische Ausrüstung wurde von der A. E. G. Union-Elektrizitätsgesellschaft geliefert. Wu.

Technische Hochschule Hannover. Im Nachtrag zu der Veröffentlichung in Heft 36, Seite 520 geben wir nachstehend die Statistik über den Besuch der Technischen Hochschule Hannover. Die Gesamtbesucherzahl war: Studierende 1996, Fachhörer 68, Gasthörer 86: Insgesamt 2150 (2507). Davon Deutsche 2021, Ausländer 129. Von den Studierenden gehörten an der Fachrichtung für Ingenieurbauwesen 258, Architektur 137, Maschinenbau 878, Elektrotechnik 473, Chemie 167, Allgemeine Wissenschaften 83.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Bachmann beim Wasserbauamt in Frankfurt a. d. O. ist als Regierungsbaurat planmäßig angestellt worden.

Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Musmann von Osnabrück an das Wasserbauamt in Düsseldorf; der Regierungsbaumeister (W.) Wiggers von Goslar an das Wasserbauamt in Norden.

Zur Beschäftigung wurde überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Jentsch unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Hafenbauamt in Pillau.

Hessen. Der Regierungsbaumeister Georg Fehrer aus Darmstadt ist zum Bauamtmann mit der Amtsbezeichnung Regierungsbaurat ernannt worden.

Der Regierungsbaurat im einstweiligen Ruhestand Johann Funk in Büdingen ist auf sein Nachsuchen in den Ruhestand versetzt worden.

INHALT: Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. (Fortsetzung.) — Die Kanalisierung der holländischen Maas. — Über die Elastizität der Baustoffe. (Fortsetzung.) — Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Braunschweig. — Bau der Speicheranlage der städt. Elektrizitätswerke Kufstein. — Die Druckluftgründung für das Gebäude der New York Federal Reserve Bank. — Das verschiebbare Glasdach des städtischen Amalienbades in Wien. — Technische Hochschule Hannover. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 3. September 1926 | Heft 38

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel.

Von Baurat Dr.-Ing. **F. Bohny**, Sterkrade.

Während des Weltkrieges ist am stillen Niederrhein ein Bauwerk zur Ausführung gelangt, das wegen seiner Bedeutung und wegen seiner vorbildlichen baulichen Ausbildung wohl nähere Beachtung verdient. Eine Veröffentlichung über diese letzte Rheinbrücke auf deutschem Gebiete war zwar schon kurz nach der Verkehrsübergabe im Sommer 1917 in Aussicht genommen worden, sie mußte jedoch aus strategischen Gründen unterbleiben. Auch nach dem Friedensschlusse durften Aufnahmen des Bauwerkes und seiner Einzelheiten nicht gemacht werden, da die belgische Besatzung die Brücke mit dem Weseler Hafen dauernd überwachte und erst zu Beginn dieses Jahres mit der endgültigen Räumung der ersten Rheinlandzone freigab.

Der Bau einer festen Brücke über den Rhein unterhalb von Ruhrort war seit Jahrzehnten ein dringendes Bedürfnis. Die aufstrebende Stadt Wesel mit ihrem fruchtbaren Hinterlande an der Lippe, mit Rees, Isselburg und Bocholt als natürlichen Stützpunkten und Zubringerorten war nur durch die wenig leistungsfähige alte Schiffbrücke und einige kümmerliche Fähren bei Orsoy, Rees, Bislich und Emmerich mit dem noch fruchtbareren Kreise Mörs, mit Geldernland und dem schon der Maas nahegelegenen niederländischen Grenzgebiet — Provinzen Limburg und Nordbrabant — verbunden. Altdeutsche Städte, einst blühend und von vielgenannter geschichtlicher Bedeutung — ich nenne nur Cleve, Xanten, Geldern, Calcar, auch den Wallfahrtort Kevelaer — liegen da inmitten besten Gartens und Ackerlandes, vielfach still und versonnen; ihnen sollte durch den festen Rheinübergang bei Wesel neuer Verkehr und bessere Verbindung mit dem rechtsrheinischen Gebiete und dem südlich daran anschließenden Ruhrkohlenbecken geschaffen werden.

Die Verhandlungen zum Bau der Brücke erfolgten unter der Führung des Oberpräsidenten der Rheinprovinz. Nachdem festgestellt war, daß die Kosten des Bauwerkes rd. 3,11 Mill. R.-M. betragen würden, konnte an die Aufbringung dieser Summe gegangen werden. Der Staat Preußen übernahm es, zur Ablösung der Auflasten durch den Unterhalt und den Betrieb der Schiffbrücke usw. einen zinsfreien Zuschuß von 1,95 Mill. R.-M. beizusteuern, während der Rest von 1,16 Mill. R.-M. von der Stadt Wesel und den beiden an den Rhein angrenzenden Kreisen — Mörs und Rees — zu übernehmen war. Der Kreis Mörs übernahm von der Restsumme die Hälfte, die Stadt Wesel und der Kreis Rees übernahmen zusammen die andere Hälfte. Zur Durchführung des Baues und des späteren Betriebes der Brücke wurde ein Zweckverband gegründet, staatliche Baubeamte sollten den Bau leiten und im Auftrage des Zweckverbandes ausführen. Die Fahrbahn der Brücke sollte eine solche Breite erhalten, daß später ein zweigleisiger Betrieb einer elektrischen Bahn stattfinden kann, außerdem sollte genügend Platz für den Wagen- und Fußgängerverkehr vorhanden sein. Die Pfeilerstellung und die Höhenlage der Brücke sollten allen Anforderungen des Schiffsverkehrs auf dem Rhein genügen. Diese Vereinbarungen waren im Frühjahr 1913 abgeschlossen worden. Im Laufe des Sommers und Herbstes wurden dann die Vorarbeiten soweit gefördert, daß schon für 1914 die erste Rate des Geldbedarfs von allen Beteiligten — Preußen, Kreise und Stadt — in die Haushaltspläne aufgenommen werden konnte. Mit der Vollendung der Brücke innerhalb von drei Jahren wurde bestimmt gerechnet.

Die Lage (Abb. 1) der Brücke war bei den vorhandenen Verhältnissen von vornherein gegeben. Auf der rechten Rheinseite mußte die Zufahrt über die Mündung der Lippe und deren Vorflutbrücke, sowie die Umgehung des Südendes vom Weseler Hafen beibehalten werden, während auf der linken Rheinseite die Rampenanlage durch die Lage des alten und tiefgelegenen Forts Blücher gegeben war. Außerdem mußten daselbst zur Verbesserung des Wasserabflusses wesentliche Abgrabungen vorgenommen werden. So entstand mit noch annehmbaren Krümmungen die dargestellte neue Brückenanlage, die noch ein gutes Arbeiten in der Nähe der alten Schiffbrücke gestattete — Entfernung im Mittel rd. 100 m —, die den bestehenden Verkehr während des Baues nicht hinderte und die noch sehr angemessene Steigungsverhältnisse brachte. Die von der Rheinstrombauverwaltung festgelegten Entfernungen der Pfeilermitten waren 55,0 m, 97,5 m, 150,0 m, 97,5 m und zweimal 55,0 m. Für die fünf Hauptöffnungen war ein zusammenhängender Brückenzug vorgesehen, während die letzte — sechste — Öffnung auf Büdericher Seite als Öifnung für sich anzunehmen war. Wie man sieht, sind die einzelnen Stützweiten längst nicht so groß, wie bei den weiter stromauf gelegenen Brücken bei Ruhrort, Düsseldorf und Köln. Bei den meist ohne Aufenthalt durchfahrenden Schiffszügen sind größere Durchfahrtweiten in Wesel auch nicht nötig. Um so glücklicher ergab sich das Verhältnis der einzelnen Öffnungsweiten zueinander, das eine harmonische Steigerung nach der großen Hauptöffnung brachte und das in bester Weise die Anlage einer gut abgestimmten und sehr wirtschaftlichen Auslegerbrücke gestattete. Die Kragträger waren naturgemäß in die beiden großen Seitenöffnungen zu legen; sie ragen beiderseits über die Pfeiler vor und tragen an den Enden den eingehängten Schwebeträger der großen Mittelöffnung

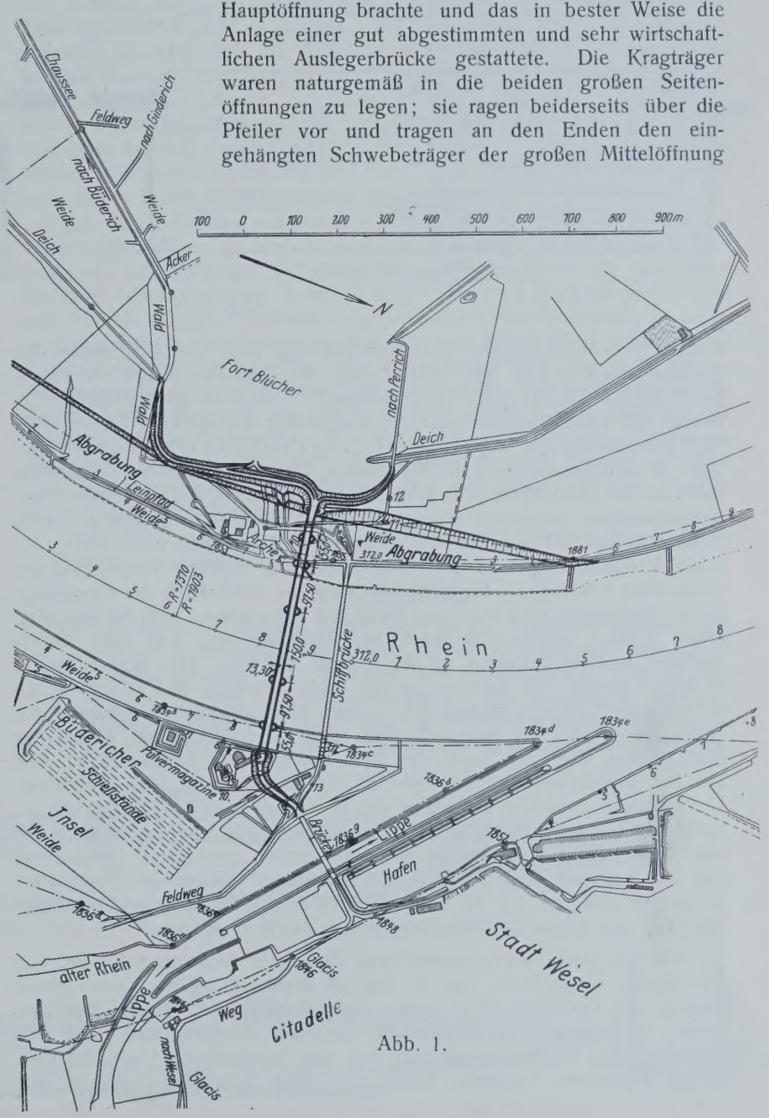


Abb. 1.

bezw. die Träger der zweiten und letzten Brückenöffnung. Die Unterkante der Mittelöffnung liegt in einer Länge von 120 m 9,28 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande, also noch über dem üblichen Maße von 9,1 m bei den neueren Brücken über den Rhein. Es ergaben sich damit Neigungen der Fahrbahn von 1 : 100 gegen die Brückenmitte, ein Wert, der als außerordentlich mäßig zu bezeichnen ist.

Wie bereits oben erwähnt, rechnete man schon zu Beginn des Sommers 1914 mit dem Baubeginn. Die vier Hauptpfeiler sollten noch in diesem Jahre fertiggestellt werden. Im Jahre 1915 waren dann die eisernen Überbauten bis zu den Hauptpylonen aufzustellen — wenn möglich noch einige Felder in die Mittelöffnung hinein —, so daß bis Mitte 1916 spätestens der Trägerschluß in Strommitte erreicht wäre und die Verkehrsübergabe des Bauwerkes im Herbst 1916 erfolgen könnte. Mit diesen löblichen Absichten schrieb das Wasserbauamt Wesel in den ersten Monaten von 1914 die Hauptarbeiten aus, die Arbeiten für die Lieferung und Herstellung der Pfeiler und Widerlager zum 27. März 1914, die Anfertigung, Anlieferung und Aufstellung der eisernen Überbauten zum 7. Mai 1914. Zu beiden Fristen liefen rechtzeitig eine größere Anzahl Angebote ein, begleitet von eingehenden Erläuterungen und mehr-

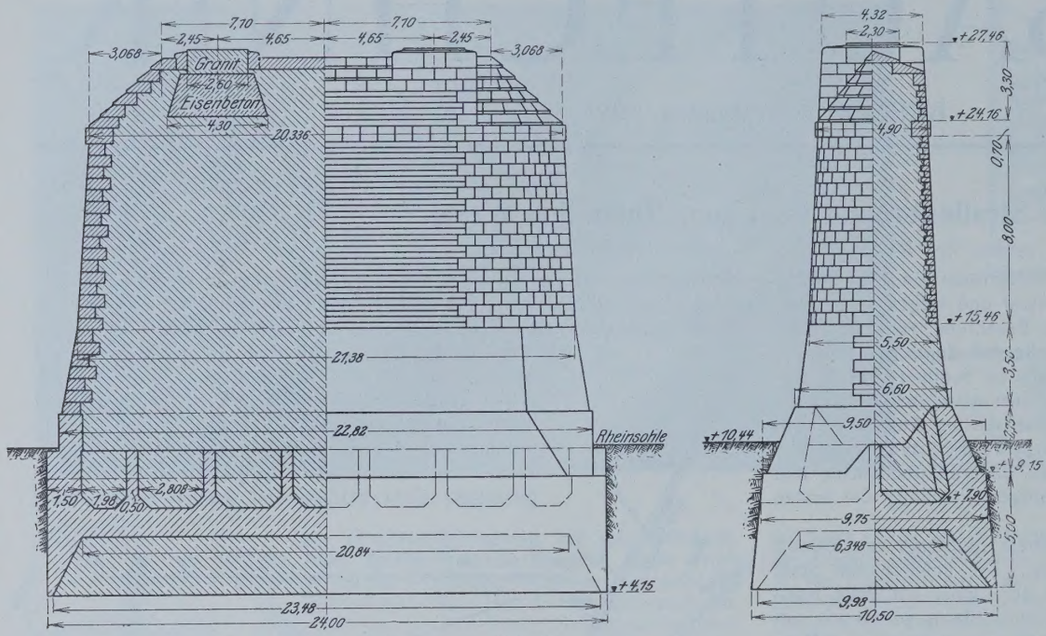


Abb. 2.

fachen Nebenvorschlägen. Die Entscheidung über die Vergebung der Unterbauarbeiten fand bald darauf statt, den Zuschlag erhielt die Firma Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien. Nicht so glatt verliefen indessen die Verhandlungen über die Vergebung der eisernen Überbauten. Mindestfordernde war die Gutehoffnungshütte in Oberhausen mit ihrer Brückenbauabteilung in Sterkrade. Der geforderte Preis überstieg indessen die behördlicherseits vorgesehenen Mittel, so daß erst langwierige Verhandlungen gepflogen werden mußten, ehe eine Einigung erzielt werden konnte. Ersparnisse im Gewicht in Höhe von etwa 250 t, die durch Vereinfachungen in der Konstruktion zu erreichen waren, und ein erheblicher Nachlaß im Einheitspreise ergaben schließlich die Grundlage eines Abschlusses, und man war Ende Juli 1914 soweit, daß der Zuschlag erteilt werden sollte. Da brach der Weltkrieg aus und ließ vorerst jegliches weitere Interesse an der Brücke stocken. Das Wasserbauamt in Wesel sandte alle Anlagen an die Werke zurück, und es schien, als ob auf Jahre der Bau vertagt sein würde. Der glückliche Vormarsch der deutschen Heere ließ indessen bald eine zuversichtlichere Auffassung Platz greifen, und Ende September 1914 beschloß der Zweckverband, den Bau der Brücke fortzuführen. Am 30. September wurde eine schriftliche Vereinbarung zwischen Vertretern der Regierung und der Gutehoffnungshütte abgeschlossen, in der die letztere bei sofortiger Zuschlagerteilung die Aufrechterhaltung ihres Preises trotz inzwischen gestiegener Eisenpreise und der schwierigeren Facharbeiterbeschaffung infolge der Heereseinziehungen zusagte. Am 12. Oktober 1914 erfolgte darauf der endgültige Zuschlag von Seiten des Oberpräsidenten der Rheinprovinz.

Für die Unterbauarbeiten hatte die Firma Beuchelt & Co bei der Verdingung einen Preis von rd. 640 000 Mark gefordert. Dieser Preis umfaßte die Gründung der beiden Endwiderlager der Brücke mit den beiden linkseitigen Vorlandpfeilern zwischen Spundwänden und die Gründung der beiden Strompfeiler wie des rechtseitigen Vorlandpfeilers mittels Druckluft. Zement, Kies, Sand und Schuttsteine lieferte das Wasserbauamt selbst.[1]) Die Gründung der Widerlager und der beiden Vorlandpfeiler II und III — siehe dazu die Übersicht Abb. 4 — weist keine Besonderheiten auf. Der Untergrund besteht überall aus Kies, von einer lehmigen Sandschicht von 1,5 bis 3 m Stärke überlagert. Die Fundamente sind 3,5 bis 4,5 m in den guten Kies hinabgeführt. Die Spundwände bestehen aus Profileisen Nr. 2 vom Aachener Hütten-Verein Rothe Erde, Breite von Mitte Wulst bis Mitte Klammer 380 mm, Höhe 170 mm; sie blieben als dauernder Schutz um die Fundamentkörper stehen. Im Strom liegt die Rheinsohle 6 bis 7 m unter Mittelwasser. Pfeiler IV wurde 7 m tief, Pfeiler V 6,30 m tief in den Rheinkies versenkt. Die Gründung erfolgte bei beiden Pfeilern mittels Senkkasten von 24 m Länge, 10,5 m Breite und 5 m Höhe mit Arbeitskammern von 2,5 m Höhe. Die Senkkasten bestanden aus einer leichten Eisenkonstruktion, die mit Beton ummantelt wurde. Sie wurde auf Kähnen zusammengebaut, vernietet und dann zum Versenkgerüst geschwommen, wo sie mittels Spindeln aufgehängt wurde. Zum Fördern der Aushubmassen wurden zwei Schleusen verwendet. Pfeiler VI steht bereits im rechten Vorlande des Rheines, doch wurde auch da noch die Senkkastengründung als nötig erachtet. Nach vorheriger Abgrabung des Geländes bis etwa 2 m unter Mittelwasser wurde der Senkkasten von 20 m Länge und 7,7 m Breite auf dem Erdboden montiert und frei abgesenkt. Die Versenktiefe betrug alsdann noch rd. 7,1 m. Um den fertigen Pfeiler wurde eine starke Steinpackung geschüttet.

Vom Strompfeiler V ist aus Abb. 2 die nähere Ausbildung ersichtlich. Die Senkkastenwände und die Senkkastendecke bestehen aus Kiesbeton mit einer Mischung von 1 : 7, der Kern des Pfeilerschaftes aus Stampfbeton mit einer Mischung von 1 : 8, während der Senkkastenarbeitsraum mit Kiesbeton in einer Mischung von 1 : 12 ausgefüllt wurde. Die Verkleidung der Pfeiler besteht aus Basaltlavasteinen aus Mayen. Die Auflagerquadern für den eisernen Überbau sind aus Granit ausgeführt, darunter sind Verteilungsquadern in Eisenbeton angeordnet.

Zur Beischaffung der Geräte und Baustoffe hatte die Firma Beuchelt eine Behelfbrücke aus Holz von den Ufern bis zu den Strompfeilern vorgetrieben. Die Druckluftanlage war auf einem Kahn aufgestellt und konnte so nach Bedarf verfahren werden. Wie schwer das Arbeiten an den Unterbauten zeitweise wurde, zeigt Abb. 3, die eine Aufnahme der Baustelle Mitte Januar 1915 bei Hochwasser darstellt.

Dem Verding um die Anfertigung, Anlieferung und Aufstellung des eisernen Überbaues lag ein Entwurf zugrunde, der sich in seiner Gestaltung an die der benachbarten Straßenbrücke über den Rhein bei Ruhrort—Homberg anlehnte, jedoch unter Vermeidung der viel umstrittenen Anschwellung der Trägerhöhe in der großen Mittelöffnung. Als Baustoff war mit Ausnahme der Lager aus Stahlguß und der Gußeisenteile für die Umrahmung der Durchdringungen der Hauptträgerstäbe durch die Fußwege und für die Entwässerung Flußstahl von Normalgüte

[1]) Eine eingehendere Beschreibung dieser Arbeiten ist seitens der Firma Beuchelt an anderer Stelle in Aussicht genommen.

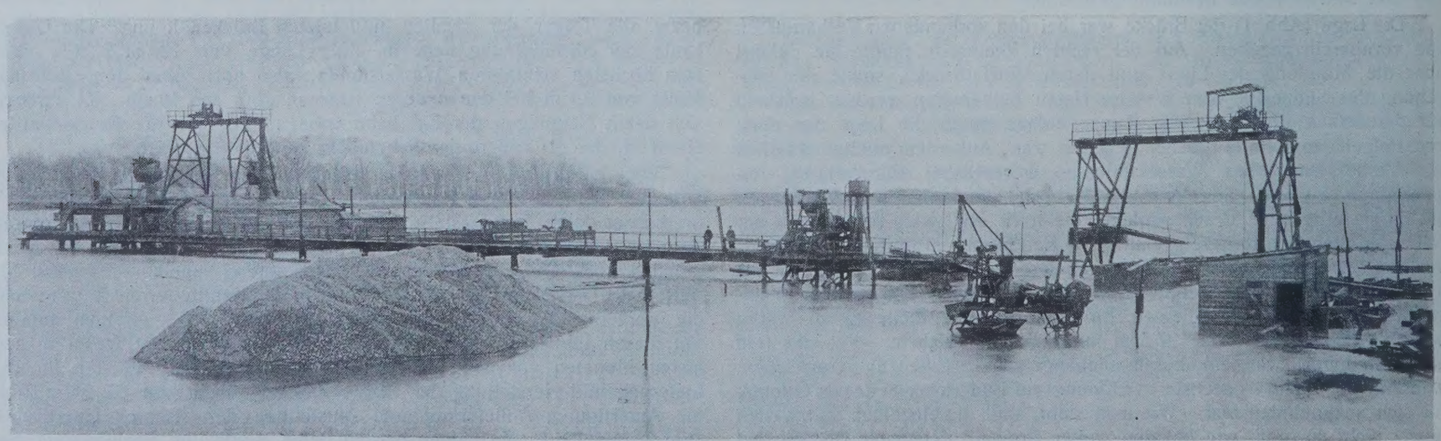


Abb. 3.

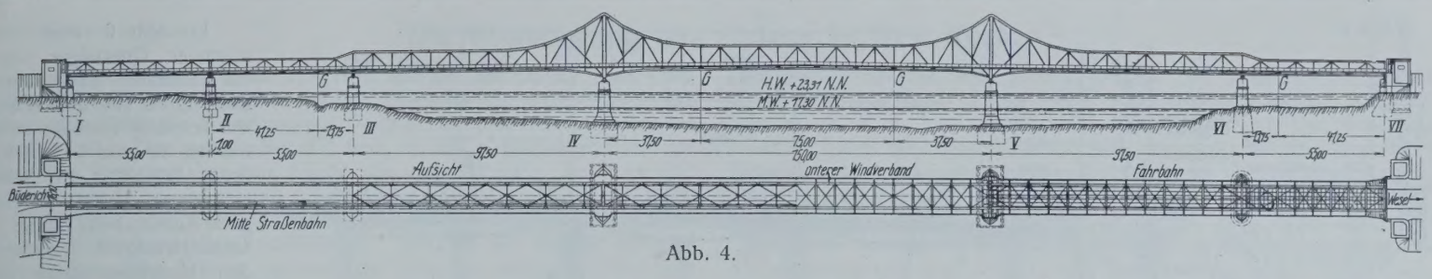


Abb. 4.

— St 37 — vorgesehen. Als Gewichte waren angenommen: 4525 t St 37, 154 t Stahlguß und Gußstahl, 50 t Gußeisenteile; dazu kamen als Ausrüstung noch drei Besichtigungswagen in den drei großen Öffnungen. Die Gutehoffnungshütte, der später der Auftrag überschrieben wurde, hatte gleichzeitig noch zwei Nebenentwürfe eingereicht und diese noch unterschiedlich bezüglich des zu verwendenden Baustoffes behandelt. Es ist von Belang, diese Vorschläge hier kurz zu beschreiben, zumal sie zeigen, wie schon 1914 ernsthafte und — wohlverstanden — verbindliche Vorschläge vorlagen, ein erstes großes Brückenbauwerk in einem hochgekohlten Siemens-Martin-Stahl auszuführen — also in einem Stahl ohne jegliche edlen Metallzusätze wie Nickel, Chrom usw. — und der um 40 % (!) höher beansprucht werden konnte und sollte als Flußstahl von St 37. Ich weise ausdrücklich auf diesen Vorschlag aus dem Jahre 1914 hin; er zeigt, daß schon vor 12 Jahren Bestrebungen vorlagen, den St 37 wesentlich zu übertreffen, ja sogar schon den heutigen St 48. Eingehende Versuche mit diesem Stahl wurden sowohl auf den eigenen Werken der Gutehoffnungshütte wie im Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde durchgeführt, die die Brauchbarkeit des neuen Stahles einwandfrei dartaten. Die Hütte wollte folgende physikalischen Werte gewährleisten:

Festigkeit	56 bis 65 kg/mm²
Streckgrenze min.	32 kg/mm²
Dehnung min.	18 %.

Dieser hochwertige Baustoff wurde zur Verwendung in den Hauptträgern — mit deren Verlaschungen und Knotenblechen — aller Öffnungen der Brücke vorgeschlagen, während die übrigen Teile wie die Fahrbahn, die Gehwege, die Verspannungen usw. in St 37 verbleiben sollten.

Die Nebenvorschläge sind in Abb. 5 dem behördlichen Vorschlage gegenübergestellt. Aus einer daneben befindlichen kleinen Tabelle sind die ermittelten Gewichte zu ersehen, und zwar bei Ausführung in St 37 allein und bei Ausführung in gemischter Stahlbauweise wie oben angegeben. Die letzte Spalte gibt das Verhältnis der Gesamtkosten bezogen auf die Angebotsumme für den behördlichen Entwurf in St 37.[2])

Bei Sonderentwurf *A* ist der Form des Obergurtes der drei Hauptöffnungen die Form einer reinen Hängelinie gegeben worden, wodurch auch auf eine größere Länge die Träger höher wurden. Es war dann möglich, die obere Verspannung über die ganze Brückenlänge wegzulassen und nur zwischen den Hauptpfosten über den Strompfeilern die Portale zu belassen. Während dieser Entwurf sich im großen und ganzen an den behördlichen Entwurf anlehnte, war Sonderentwurf *B* völlig anderer Art. Die Fahrbahn war durch die Annahme einer entsprechenden Steigung der Rampen so hoch gerückt, daß eine Brücke mit sogenannter freier Bahn geschaffen werden konnte. Die Hauptträger waren so weit auseinander gestellt, daß die Fußwege noch zwischen ihnen angeordnet werden konnten; die Obergurte reichten dabei durchweg bis zu 1200 mm über die Fußwege hinaus und bildeten so das Geländer. Trotz der gedrückten Höhe besaß die Brücke noch einen genügenden Grad von Steifigkeit auch bei den ungünstigsten Belastungen. Die Steigung der Fahrbahn betrug beiderseits auf rd. 300 m Länge 1 : 35, in der Mittelöffnung war eine 120 m lange Ausgleichparabel eingeschaltet.

Die Bauverwaltung hat bei der Ausführung an ihrem ursprünglichen Vorschlage, wie er in Abb. 4 in seiner Gesamtheit dargestellt ist, festgehalten, wie auch an der Verwendung von nur St 37 für das ganze Bauwerk. Maßgebend für letzteren Beschluß waren die Kriegswirren und die dadurch bedingte Höchstleistung der Hütten- und Stahlwerke in hochwertigen Stählen für Geschoßzwecke, die das Einschieben eines neuen Baustahles für ein einzelnes Bauwerk als untunlich erscheinen ließ. Gegen Sonderentwurf *A* wurden außerdem ästhetische Bedenken vorgebracht, gegen Sonderentwurf *B* die doch verhältnismäßig große Hebung der Nivelette, die am Niederrhein ohne Not nicht erwünscht war. So wurden denn Mitte Oktober 1914 mutig die Arbeiten für den eisernen Überbau nach den ursprünglichen Vorschlägen und mit den vereinbarten Vereinfachungen in Angriff genommen.

Für die Bemessung der Konstruktion waren folgende Berechnungsgrundlagen vorgeschrieben:

1. Verkehrslasten.

a) Fahrbahn. Beliebig viele vierachsige Straßenbahnmotorwagen von 26 t Gesamtgewicht und 14,9 m Gesamtlänge bei 2,3 m Belastungsbreite, dazu beliebig viele Anhängewagen gleicher Abmessungen mit 18 t Gesamtgewicht. Ein Lastwagen von 20 t Gesamtgewicht von 7,5 m Länge mit doppelter Bespannung von je 0,8 t Gewicht in 2 m und 5 m Abstand vom vorderen Wagenende,

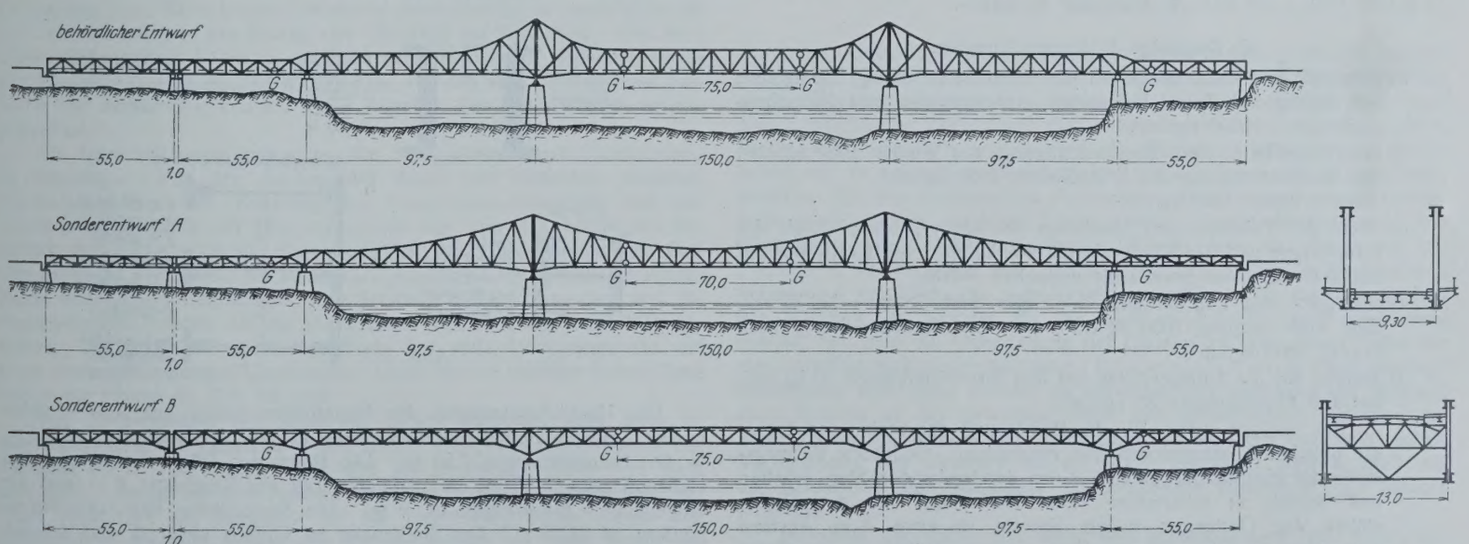


Abb. 5.

	Gewichte		Kosten	
	in St 37	in St 37 u. St 56	in St 37	in St 37 u. St 56
	t	t		
Hauptentwurf	4744	4038	1	0,973
Sonderentwurf A . . .	4011	3434	0,936	0,909
Sonderentwurf B . . .	4342	nicht ermittelt	0,948	nicht angeboten

Zu Abb. 5.

[2]) Wenn die Ersparnisse bei Verwendung von St 56 in den Hauptträgern noch nicht so hoch sind, wie sie die Deutsche Reichsbahn bei Verwendung von St 48 heute erzielt, so liegt das darin, daß bei Wesel nur die Hauptträger in St 56 vorgeschlagen wurden, und daß 1914 der Aufpreis für den hochwertigen Stahl noch wesentlich höher bemessen wurde als heute, wo für St 48 nur 35 R.-M./t als Aufpreis üblich sind.

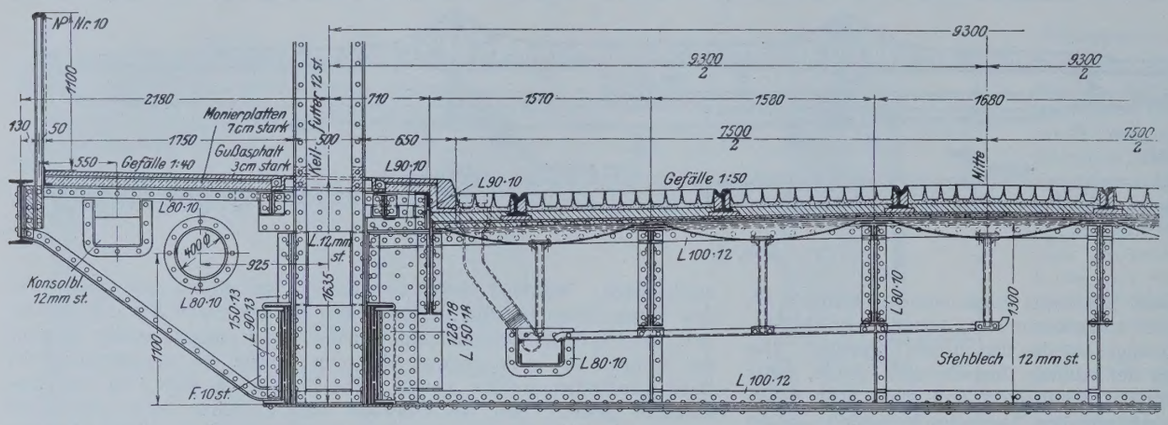
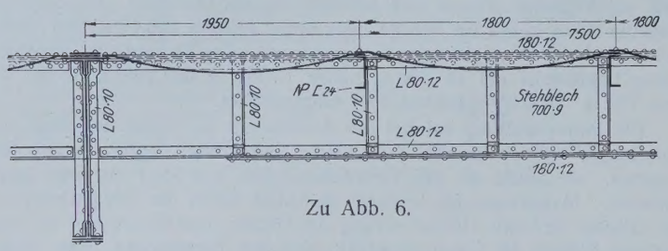


Abb. 6.



Zu Abb. 6.

Belastungsbreite 2,5 m; hierzu beliebig viele Lastwagen gleicher Abmessungen von 10 t Gesamtgewicht und mit gleicher Bespannung wie für den 20-t-Wagen. Schließlich eine Dampfstraßenwalze von 23 t Gesamtgewicht mit einer Belastungsfläche von 5,35 m Länge und 2,5 m Breite. Außer den Fahrzeugen war Menschengedränge von 450 kg/m² auf der Fahrbahn und 500 kg/m² auf den Fußwegen anzunehmen.

b) Hauptträger. Belastung der Straßenbahngleise durch Gruppen von zwei Motorwagen und einem Anhängewagen beliebig oft hintereinander stehend bezw. mit einem Belastungsgleichwert von 0,68 t/m² auf 2,3 m breitem Verkehrsstreifen, ferner Menschengedränge auf den übrigen Teilen der Fahrstraße und auf den Fußwegen wie bei a.

2. Winddrücke.

Höhe des Verkehrsbandes bei belasteter Brücke 3 m. Winddruck dabei 150 kg/m², bei unbelasteter Brücke 250 kg/m². Der Leeträger war in beiden Fällen mit 50% in Rechnung zu setzen.

3. Zulässige Beanspruchungen.

a) Fahrbahn und Fußwegteile bei gewöhnlicher Belastung 850 kg/cm², bei außergewöhnlicher Belastung — Dampfwalze und Menschengedränge — 1000 kg/cm².

b) Hauptträgerteile ohne Berücksichtigung des Windes 1050 kg/cm², mit Berücksichtigung des Winddruckes 1150 kg/cm².

c) Windverbände 1050 kg/cm².

d) Niete der Fahrbahn auf Abscheren 700 kg/cm², Niete dergl. der Hauptträger und der Windverbände 900 kg/cm², bei Berechnung auf Lochleibungsdruck jeweils die doppelten Werte.

e) Stahlguß- und Flußstahlteile der Lager und Gelenke bei Druck, Zug und Biegung 1050 kg/cm², bei Oberflächenpressung nach Hertz 6000 kg/cm².

f) Drücke auf die Auflagersteine bei den Stromüberbauten 50 kg/cm², bei den Flutöffnungen 35 kg/cm².

Im übrigen waren für die Bemessung der Stäbe und Träger die üblichen Konstruktionsregeln vorgesehen. Gedrückte Füllungsstäbe der Hauptträger mußten einen durchgehenden Steg erhalten und Schotte in mindestens 1,5 m Entfernung. In den Druckstäben der Gurtungen waren Schotte in etwa 2 m Abstand anzuordnen. Alle offenen Gurte waren kräftig zu vergittern und die Gitterstäbe immer mit wenigstens 2 Nieten anzuschließen. Die Mindeststärke von Blechen in wichtigeren Teilen sollte nicht unter 10 mm, in weniger wichtigen Teilen nicht unter 8 mm betragen, Profileisen unter 9 mm Wandstärke waren zu vermeiden usw.

So entstand ein eiserner Überbau, einfach und gut, wie er den auch noch heute für die Ausbildung solch großer Brücken geltenden Ansichten und Grundsätzen entspricht, nach denen auch die später während des Weltkrieges erbauten Brücken über den Rhein — bei Engers und Remagen — durchgebildet worden sind.

In Abb. 6 sind ein normaler Querträger und ein normaler Längsträger dargestellt. Wie man sieht, war reichlich Bauhöhe vorhanden für eine wirtschaftliche Ausbildung der Fahrbahnträger, ebenso war ein guter Anschluß der Fußwegkonsolen möglich. Zwischen den Hauptquerträgern ist der Rost von Längs- und Zwischenquerträgern angeordnet, auf denen ein Buckelblechbelag von 8 mm Stärke aufgenietet ist. Über den Buckelplatten liegt eine Betondecke von durchschnittlich 20 cm Stärke, darauf das Sandbett mit der Pflasterung. Die Gleise für die Straßenbahn sind einseitig vorgesehen, bis heute aber aus Mangel an Mitteln noch nicht eingebaut. Die Abdeckung der Fußwege besteht aus Eisenbetonplatten von 7 cm Stärke mit einem Gußasphaltbelag von 3 cm Dicke. In den Konsolen sind die nötigen Öffnungen für die Durchführung von Rohrleitungen und für einen Kabelkasten vorhanden. Alle Teile der Fahrbahn sind mit guter Entwässerung versehen.

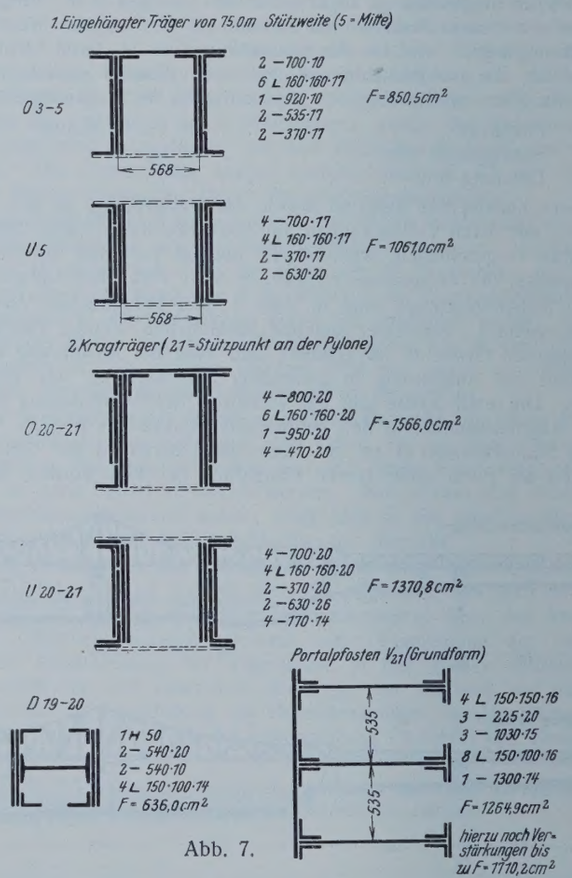


Abb. 7.

Die Hauptabmessungen der Hauptträger gehen aus Abb. 4 näher hervor. Danach beträgt die Feldteilung in den Nebenöffnungen 6,875 m, in den Hauptöffnungen 7,50 m. Die Höhe der Träger beträgt in den Nebenöffnungen 5,5 m, im parallelen Teil der Kragträger 8 m und im eingehängten Mittelträger rd. 9 m. Die Systemhöhe über den Strompfeilern ist 24,55 m. Der Strebenzug ist einfach steigend und fallend, nur in den Feldern nächst den Hauptpylonen sind je ein Zwischenpfosten und eine Zwischenstrebe eingeschaltet. Die Kragträger ragen in die Seitenöffnungen mit zwei Feldern, in die Mittelöffnung mit fünf Feldern vor. In letzterer verbleibt dann für den eingehängten Träger eine Stützweite von 75 m übrig. Die Hauptträgerentfernung beträgt 9,3 m, die Gesamtbreite zwischen den Geländern 13,30 m. Die Größtquerschnitte in den beiden Kragträgern und im eingehängten Mittelträger sind in Abb. 7 zusammengestellt. Es ist dazu nichts besonderes zu bemerken, ebenso wie zu der Durchbildung der Anschlüsse, Stöße und Knoten. Die Streben besitzen durchweg ein I NP. 50 als durchlaufenden Steg, wie es vorgeschrieben war. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erweiterung des Hafens in New York.

Vor kurzem hat man in New York mit der Ausführung eines großzügigen Planes für die Erweiterung des Hafens in der Jamaika-Bucht begonnen, mit der die Schaffung von Gelände für Wohnviertel verbunden werden soll. Die Jamaika-Bucht[1]) liegt in der südöstlichen Ecke von Groß-New York und hat eine Fläche von etwa 67 km². Sie liegt vollkommen geschützt und ist mit dem Atlantischen Ozean durch die Rockaway-Einfahrt, eine etwa 900 m breiten Wasserfläche zwischen Barren-Island und Rockaway-Beach, verbunden. Während die meisten Seehäfen in den Vereinigten Staaten wie auch der bisherige Hafen von New York viele Kilometer von der offenen See entfernt sind und zu ihrer Entwicklung manche natürlichen Hindernisse überwinden mußten, läßt sich hier in nur etwa 5 bis 6 km Entfernung vom Atlantischen Ozean ein umfangreicher Umschlaghafen für den Seeschiffsverkehr herstellen.

Der Plan, die Jamaika-Bucht für eine Erweiterung der New Yorker Hafenanlagen zu benutzen, geht bis in das Jahr 1906 zurück.[2]) Im Mai 1909 übereignete der Staat New York an die Stadt New York sein Recht auf die Bodenfläche der Jamaika-Bucht zu dem Zweck, eine Zusammenarbeit der Stadt mit der Bundesregierung zwecks Schaffung eines neuen Hafens in dem betreffenden Gebiete herbeizuführen. Es kam dann 1910 zu einem Übereinkommen zwischen der Bundesregierung, dem Staate New York und der Stadt New York, durch das diese in die Lage versetzt wurde, die notwendigen Vorkehrungen für eine Erweiterung ihrer Hafenanlagen und gegen eine Abwanderung des Verkehrs nach Konkurrenzhäfen zu treffen. In Verfolg der getroffenen Vereinbarungen baggerte die Stadt im Jahre 1913 einen Innenkanal von 5,40 m Tiefe, 150 m Breite und 2650 m Länge in nördlicher Richtung an der Westseite der Bucht entlang bis zum Mill-Becken. Die Kosten für die Baggerungen wurden ganz von der Regierung erstattet. 1915 und 1916 wurde eine etwa 120 m lange hölzerne Ufereinfassung am Ende des Mill-Beckens nahe an dem damaligen Ende der Flatbush-Avenue erbaut. Die Regierung plante die Herstellung eines Zufahrtkanals mit 6 m Tiefe. Diese im Vergleich zu der nicht aufgeschlossenen Fläche der Bucht geringfügigen Arbeiten hatten nur lebhafte Käufe und Verkäufe von in Privatbesitz befindlichen Flächen in der Nähe des Endes des Mill-Beckens zur Folge.

Im Jahre 1917 entstanden Unklarheiten über das Abkommen von 1910, so daß die weitere Durchführung der Pläne zum Stillstande kam. Erst als 1919 ein Privatmann sich erbot, das Gelände zwischen Barren-Island und Mill-Becken aufzuschließen, falls die Flatbush-Avenue bis Barren-Island verlängert und ein Zufahrtkanal von 9 m Tiefe geschaffen würde, kam die Sache wieder in Fluß.

Die von dem Unternehmer gestellten Bedingungen konnte die Stadt New York ohne Mitwirkung der Bundesregierung nicht erfüllen. Diese verhielt sich jedoch zunächst zögernd. Um ihr zu zeigen, daß es der Stadt mit dem Ausbau der Jamaika-Bucht ernst sei, stellte die Stadt zur Herstellung einer 660 m langen Eisenbetonufereinfassung im Anschluß an die 1915 erbaute hölzerne den Betrag von 750 000 $ zur Verfügung. Die neue Ufereinfassung liegt teilweise am Ende des Mill-Beckens, teilweise neben der Flatbush-Avenue, so daß zu erwarten ist, daß ihre Verlängerung nunmehr zur Ausführung kommt. Das Angebot des Unternehmers wurde abgelehnt.

Im Jahre 1921 erst gelang es, die 1917 entstandenen Unklarheiten zu beseitigen. Für den Ausbau des West- und Nordufers zwischen Barren-Island und der Kreuzung der Long-Island-Eisenbahn mit der Jamaika-Bucht wurde ein Plan aufgestellt und von den beteiligten Behörden genehmigt. Gleichzeitig wurde für das Unternehmen das Enteignungsrecht verliehen. Im Jahre 1922 wurden demgemäß die in Privatbesitz befindlichen Flächen bis zum Paerdegat-Becken erworben und die vorbereitenden Schritte für die Reststrecke bis zur Long-Island-Bahn getroffen. So erhält die Stadt New York das volle Verfügungsrecht auf einer etwa 10 km langen Uferstrecke. Diese für die künftige Entwicklung bestimmte Fläche ist 1070 ha groß.

Am 22. September 1922 kam ein Gesetz zustande, nach dem die Bundesregierung die Herstellung und Unterhaltung des Zufahrtkanals von zunächst 5,4 m Tiefe unter MNW und 150 m Breite, später 9 m Tiefe und 450 m Breite auf ihre Kosten übernahm und sich verpflichtete, der Stadt New York die Ausgaben für die Herstellung eines Kanals von Barren-Island bis zum Anfang des Cornell-Beckens mit einer Länge von 17,6 km bei zunächst 5,4 m Tiefe und 150 m Breite und später 9 m Tiefe und 300 m Breite unter gewissen Einschränkungen zu erstatten. Die Kosten aller übrigen Arbeiten übernahm die Stadt.

Dementsprechend ist mit der Ausbaggerung eines 5,40 m tiefen, 150 m breiten Kanals, der an dem 1913 zum Mill-Becken gebaggerten beginnt und in nördlicher Richtung auf 1,6 km zum Paerdegat-Becken verläuft, begonnen worden. Der 5,4 m tiefe Kanal wird allmählich bis zur Long-Island-Eisenbahn weitergeführt werden. An verschiedenen Stellen an dem neuen Kanal sollen Häfen mit Eisenbahnanschluß angelegt werden, so z. B. bei Canarsie (für Brownsville und Ost-New York), Hawtree Creek (für Richmond-Hill und Jamaika), um die tatsächliche Benutzung der Kanäle zu erzwingen. Unterdessen will die Regierung die Arbeiten an dem 9 m tiefen Zufahrtkanal beginnen, so daß die Stadt rechtzeitig die weiteren Arbeiten auf der Strecke zwischen Barren-Island und Mill-Becken durchführen kann, wo für seegehende Schiffe eine Tiefe von 9 m vorhanden sein muß, ohne die es zwecklos sein würde, irgendwelche

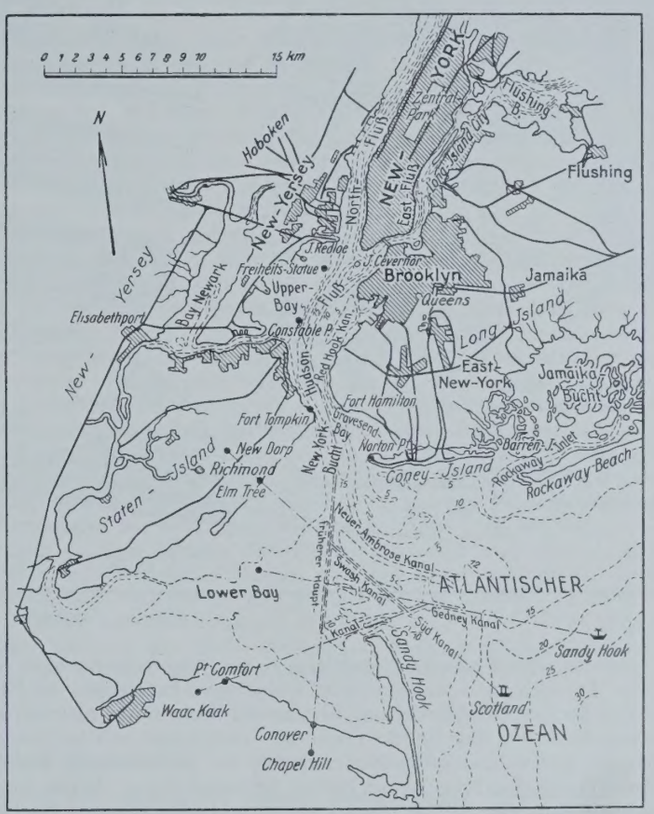


Abb. 1. Übersichtsplan.

Bauwerke herzustellen. Den Gesamtentwurf, nach dem gearbeitet werden soll, zeigt Abb. 2. Zwischen dem Ambrose-Kanal und Rockaway-Point ist im allgemeinen zurzeit eine Wassertiefe von 7,50 bis 10,50 m (s. auch Abb. 1) vorhanden, doch liegen dort einige Barren mit nur 2,40 bis 3,0 m Wassertiefe, die sehr beweglich sind. Die Regierung will einen Leitdamm bauen, der es möglich machen soll, die Tiefe des Zufahrtkanals dauernd zu erhalten. Die Barren finden ihre Nahrung aus dem dauernd an der Ozeanküste von Rockaway durch die Küstenströmung herangeführten Sand. Die Herstellung des Leitdammes, dessen Kosten von der Regierung zu 2 000 000 $ veranschlagt, soll die Westtrift des Sandes verhindern und veranlassen, daß Rockaway sich seewärts vergrößert. Da man der spülenden Wirkung des Wassers aus der Bucht in Amerika große Bedeutung zumißt, hält man die Offenhaltung der Einfahrt zu dem neuen Hafen für eine verhältnismäßig einfache Sache. Es scheint aber, als ob diese günstige Beurteilung nicht ganz zutrifft, da ein einseitiger Leitdamm die Wirkung einer Spülung an der gewollten Stelle nicht gewährleistet, außerdem im Laufe der Zeit der östliche und damit auch der westliche Leitdamm wegen Vorschiebens des Strandes immer weiter verlängert werden muß, bis die Köpfe die der Kanaltiefe entsprechende Tiefenlinie des Meeres erreichen.

Innerhalb der Bucht soll nach den Vereinbarungen ein Kanal von 300 m Breite hergestellt werden. Der Plan der Stadt zieht jedoch die Zusammenschließung und Entwicklung der Inseln im Innern der Bucht in Betracht. So soll der Kanal der Zukunft rund um die geplanten Inseln herum 833 m Breite haben bei 9 m Wassertiefe, wobei er sich zwischen dem Rockaway-Park und Neponsit zu ausgezeichneten Liegeplätzen mit einer Länge von etwa 4 km und einer größten Breite von 2,4 km erweitert, die für mindestens 150 Schiffe ausreichen.

Der Untergrund der Jamaika-Bucht besteht aus feinem, mit 1,0 bis 1,5 m Schlick überlagertem Sand. Der Boden eignet sich vorzüglich zur Förderung durch Saugbagger und hat den Vorteil, daß man mit dem zu niedrigen Preisen geförderten Boden nutzbares Land herstellen kann.

[1]) F. W. Otto Schulze, Seehafenbau Bd. I, S. 117. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) The Dock and Harbour Authority, Bd. V, Nr. 50, S. 54 u. f.

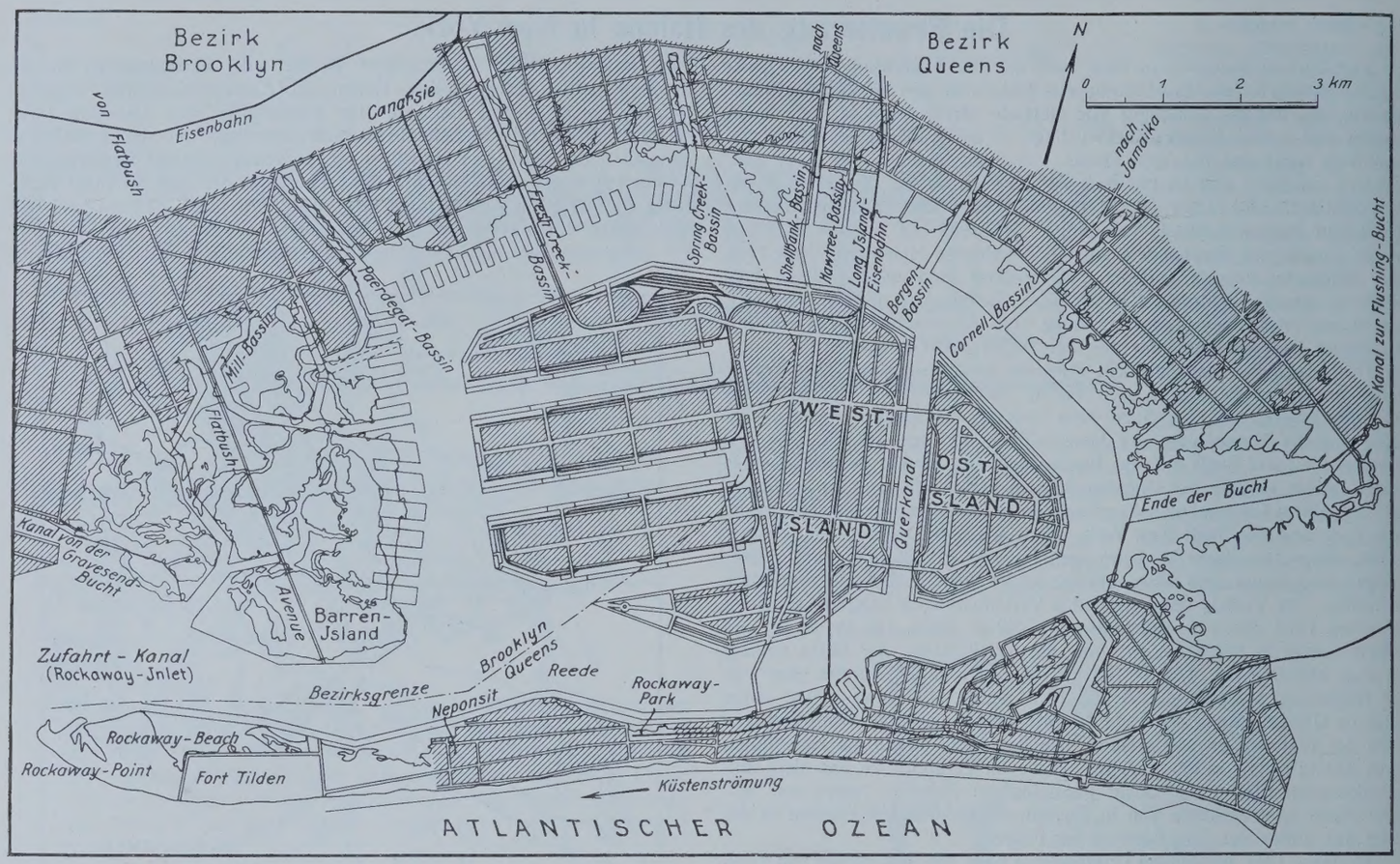


Abb. 2. Geplanter Ausbau der Jamaika-Brücke.

Außerdem plant man die Herstellung zweier Binnenwasserstraßen, um Booten, Leichtern und anderen nicht seetüchtigen Fahrzeugen die Fahrt zwischen der Gravesend-Bucht und der Jamaika-Bucht sowie zwischen der Flushing-Bucht und der Jamaika-Bucht zu ermöglichen und so eine geschlossene und sichere Verbindung zwischen der Jamaika-Bucht und den übrigen Teilen des New Yorker Hafens herbeizuführen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß nur die Jamaika-Bucht mit dem geringen Tidehube von 1,30 m als neuzeitlicher Hafen angesehen werden kann.

Die Stadt New York verfügt über eine Uferlänge von etwa 925 km, von der für Handelszwecke 130 km nutzbarer Länge mit 406 Piers zur Verfügung stehen. Dabei sind die Vorderseiten der Piers und die Uferstrecken zwischen den Piers nicht mitgerechnet. Der See- und Küstenschiffahrt, soweit sie eine Wassertiefe von 9 m beansprucht, dienen 142 der vorhandenen Piers mit einer Seitenlänge von ungefähr 64 km oder ungefähr die Hälfte der gesamten vorhandenen Pierseitenlängen.

In der Jamaika-Bucht zwischen Barren-Island und der Long-Island-Eisenbahn plant man nach Abb. 2 auf der Strecke zwischen Barren-Island und dem Mill-Becken die Erbauung von sechs Hafenzungen von 600 m Länge und 230 m Breite; zwischen Mill-Becken und Paerdegat-Becken sollen sechs Hafenzungen mit einer Länge von 300 bis 450 m und einer Breite von 90 bis 120 m hergestellt werden; weiter folgen elf Hafenzungen zwischen Paerdegat-Becken und Fresh-Creek-Becken, 165 bis 300 m lang und 90 bis 120 m breit; auf der Strecke von Fresh-Creek-Becken bis zum Spring-Creek-Becken sind acht Hafenzungen mit einer Länge von 300 m und einer Breite von 120 m geplant; schließlich sollen zwischen Spring-Creek-Becken und Shellbank-Becken fünf Piers von 300 m Länge und 120 m Breite erbaut werden. Die dazwischenliegenden Hafenbecken sollen 90 bis 135 m breit werden. Die geplanten Hafenzungen werden eine Seitenlänge von etwa 20 km haben. Insgesamt erhält man eine Uferlänge von etwa 32 km mit einer nutzbaren Wassertiefe von 9 m.

Auf diese Weise würde die zunächst auszubauende Strecke zwischen Barren-Island und der Kreuzung der Long-Island-Eisenbahn mit der Jamaika-Bucht die Kailänge für Ozeandampfer um 50% der gesamten zurzeit vorhandenen Strecken vermehren. Die Strecke östlich der genannten Kreuzung bietet die Möglichkeit zu einer nochmaligen Steigerung um 50%. Nimmt man hinzu, daß die Hafenzungen erheblich größere Breiten als die bisherigen Piers bekommen sollen, daß hinter den Kaimauern Gleise angeordnet werden, daß hinreichend maschinelle Anlagen für ein wirtschaftliches Laden und Löschen geschaffen werden, so darf man sagen, daß die Anlagen eine Vermehrung des Güterumschlags um 200% gestatten werden.

An Stelle der in New York bisher allein üblichen Piers sollen jetzt Hafenzungen nach deutscher Art angewandt werden. Dieses Verfahren ist nach amerikanischer Auffassung nur möglich, weil die Zungen mehr als 45 m breit sind. Ist die Breite geringer, so ist es wirtschaftlicher, Piers auf freistehendem Pfahlrost zu bauen. Besonders zu berücksichtigen ist dabei der Umstand, daß Hafenzungen mit Kaimauern billiger zu unterhalten sind als Piers, bei denen sich die jährlichen Unterhaltungskosten auf etwa 5% der Neubaukosten belaufen.

Hinter den Kaimauern sollen je zwei Gleise angeordnet werden; neben diesen liegen gleich ein- oder zweistöckige Schuppen. Der Raum zwischen der Kaimauer und der Vorderwand der Schuppen wird durch Halbportalkrane in etwa 37,5 m Längsabstand überbrückt. Auf der Binnenseite der Schuppen sollen mit diesen durch entsprechende Beförderungsanlagen verbundene Speicher erbaut werden, die für die Sammlung, die Aufbewahrung und Behandlung von Getreide, Baumwolle, Zucker usw. dienen sollen.

Die geplanten Anlagen werden sich erheblich billiger gestalten, als wenn sie im North-River oder sonstwo im bisherigen Gebiet des New Yorker Hafens erbaut würden. Der Wert der Bodenfläche unter dem Wasser beträgt im North-River z. B. 640 000 $/ha, im East-River 450 000 $/ha, wogegen in der Jamaika-Bucht der Preis nur etwa 19 000 $/ha beträgt. Die Kosten für Grunderwerb machen bei gleicher Anordnung der Bauten im North-River 80%, in der Jamaika-Bucht 10% der Gesamtkosten aus, wobei sich diese für die Anlage im North-River ungefähr 4,5 mal so hoch stellen wie in der Jamaika-Bucht.

Neben den genannten Anlagen zwischen Barren-Island und der Kreuzung der Long-Island-Eisenbahn mit der Bucht bieten die anschließenden Hafenbecken (Mill-, Paerdegat-, Fresh-Creek-, Spring-Creek-, Shellbank- und Hawtree-Becken) Gelegenheit zum Bau von ungefähr 30 km Kaimauern bei 5,40 m Wassertiefe. Diese Becken werden große Flächen bereits bebauten Landes, auf denen in den Bezirken Queens und Brooklyn etwa 500 000 Menschen wohnen, in unmittelbare Verbindung mit der Bucht bringen und so eine kürzere Verbindung dieser Ortsteile mit einer Schiffahrtstraße als bisher schaffen. Dies ist besonders wichtig für den Bezug von Baustoffen.

Die Linien der Long-Island-Eisenbahn, die für die An- und Abfuhr von Gütern in Frage kommen, liegen in sehr geringer Entfernung von der Jamaika-Bucht; die Entfernung zwischen dem Mill-Becken und der nächsten Bahn beträgt 3 km; bei dem Paerdegat-Becken beträgt das gleiche Maß 1 km und bei dem Fresh-Creek-Becken 550 m. Bei Hawtree-Creek kreuzt die Linie nach Rockaway die geplanten Wasserbauten. Da

das ganze Gelände zwischen der Bucht und den vorhandenen Bahnen niedrig liegt, sind die Verbindungslinien leicht und billig herzustellen.

Nach Fertigstellung eines Eisenbahntunnels unter der New York-Bucht zwischen den Bezirken Brooklyn und Richmond, dessen Bau in Angriff genommen ist, kommen die Linien der Long-Island-Eisenbahn in Verbindung mit den Bahnen auf dem Festlande. Die Folge wird einmal eine außerordentliche Entwicklung der jetzt nicht nutzbaren weiten Flächen sein. Sodann wird eine Verminderung der ernsten Schwierigkeiten an der nutzbaren Uferstrecke von Manhattan eintreten, die etwa 7% der Gesamtuferlänge ausmacht.

Man erwartet, daß es möglich sein wird, eine große Anzahl von Straßen an die Jamaika-Bucht heranzuführen und diese so mit den Industriezentren der Stadt zu verbinden. Dies erscheint um so notwendiger, als die dauernde Zunahme maschineller Zugkraft, die sich bei geringeren Entfernungen wirtschaftlicher stellt als die Inanspruchnahme der Eisenbahn, dem neuen Hafen die weiten Randgebiete von New York als unmittelbares Hinterland mit einer Gesamtstraßenlänge von etwa 5000 km erschließt.

Als Hauptzugangstraße für das neue Gebiet kommt die Flatbush-Avenue in Frage, die fast eine gerade Linie von Barren-Island nach dem East-River bildet, über den es auf der Manhattanbrücke nach der Kanalstraße in Manhattan geht. Die Kanalstraße führt ihrerseits unmittelbar zu den jetzt im Bau befindlichen Fuhrwerktunneln nach New Jersey, so daß man eine durchgehende Kraftwagenstraße zwischen diesem Ort und der Jamaika-Bucht erhält.

Erstrecken sich die bisher erörterten Pläne nur auf den Ausbau des West-, Nord- und Ostufers der Jamaika-Bucht, so gehen die Absichten der Stadt New York erheblich weiter. Mit den bei den Baggerungen gewonnenen Bodenmassen sollen die in Abb. 2 nicht angegebenen, aber aus Abb. 1 erkennbaren zahlreichen Inselchen im Innern der Bucht zu zwei durch einen Querkanal voneinander getrennten großen Inseln mit einer Gesamtfläche von etwa 2600 ha zusammengefaßt werden. Der westliche Teil läuft in vier Hafenzungen mit drei dazwischenliegenden Hafenbecken aus und ist teilweise für Umschlag- und Lagerzwecke, teilweise für Bebauung vorgesehen. Der östliche Teil soll nahezu ausschließlich der Herstellung von Wohnvierteln dienen. Das Gelände ist ausreichend, um für 400 000 Menschen Wohngelegenheit zu bieten, und zwar in besonders günstiger Lage zu den voraussichtlichen Arbeitstätten.

Der geschilderte Plan stellt eins der größten Unternehmen auf dem Gebiete des Hafenbaues und des Siedlungswesens dar. Wenn er zunächst wohl nur eine Art Generalbebauungsplan für das große zur Verfügung stehende Gebiet darstellt und Abänderungen nicht ausgeschlossen erscheinen, so kann man doch sehr zweifelhaft sein, ob die vorgeschlagene Lösung die zweckmäßigste und wirtschaftlichste der vielen technisch möglichen Ausführungsformen darstellt. Die kurzen Hafenzungen auf der West- und Nordseite der Bucht sind zwar für die Ein- und Ausfahrt der Schiffe sehr günstig, da diese sich nicht auf längere Strecken im engen Hafenbecken zu bewegen brauchen. Sie erfordern aber einmal sehr umfangreiche Hafenbahnhofsanlagen und sind verhältnismäßig teurer, da die vorhandene Ufermauerlänge nur schlecht ausgenutzt werden kann. Umgekehrt ist die über 3 km betragende Länge von zwei der geplanten Hafenbecken auf West-Island viel zu groß. Als besonders störend werden die Kreuzungen der die Inseln umgebenden Kanäle mit Eisenbahnen und Straßen empfunden werden. Es besteht die Gefahr, daß der Teil der Jamaika-Bucht östlich der Brücken, gleichviel in welcher Höhe diese angelegt werden, von einer zweckmäßigen Ausnutzung abgeschnitten wird, ähnlich wie dies in Hamburg für das oberhalb der Eisenbahn- und Straßenverbindung zwischen Harburg und Hamburg belegene Gebiet durch die Brücken über die Süder- und Norderelbe und die zwischen ihnen liegenden Bahnanlagen geschehen ist.

Schließlich muß auf die bodenpolitische Bedeutung des Entwurfes hingewiesen werden. Es muß als ein gewisser Vorzug betrachtet werden, daß das ganze Gebiet sich in den Händen der Stadt New York befindet und so eine gewisse Gewähr dafür gegeben ist, daß nicht durch eine beschleunigte Aufschließung des Geländes, insbesondere für Hafenzwecke, eine weitgehende Entwertung der in der Nähe der in den bisherigen unmodernen Hafenanlagen belegenen Flächen, die sich für weite Kreise New Yorks verheerend auswirken müßte, eintreten kann. Beschränkt sich die Stadt darauf, jeweils nur die notwendigsten Bauten herzustellen, so besteht die Möglichkeit, den Übergang von den alten zu den neuen Anlagen so zu gestalten, daß Schädigungen des Wirtschaftlebens vermieden werden. Die an sich mögliche schlagartige Aufschließung, die an sich wegen der nach deutschen Anschauungen recht ungünstigen Verhältnisse in dem jetzigen Hafengebiet erwünscht sein könnte, würde sowohl die vorhandenen Anlagen wie den Grund und Boden in den anschließenden Geschäftsvierteln plötzlich wertlos machen. Es steht also zu erwarten, daß die Ausführung des Planes noch lange Zeit in Anspruch nimmt, und daß sich damit vielleicht auch die Form des Entwurfes je nach dem Ergebnis der gewonnenen Erfahrungen noch ändert. —dt.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Elastizität der Baustoffe.

Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur.

(Nach einem Vortrage, gehalten am 6. Mai 1926 in der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von **Otto Graf.**

(Schluß aus Heft 37.)

Ob aus den bisherigen Versuchen entnommen werden darf, daß höherwertiger Beton verhältnismäßig größere Dauerfestigkeiten hat, ist zweifelhaft, da die Zahl der Versuche gering ist und die Versuchsbedingungen nicht gleich sind. Hervorzuheben ist hier, daß die zulässigen Anstrengungen bis jetzt bedeutend kleiner gewählt werden als die bei den Dauerversuchen erlangten Festigkeiten.

Was ich bisher über den Beton mitgeteilt habe, ist eine Reihe von Beobachtungen, die den Ingenieur und Architekten unmittelbar angehen. Aus der Fülle der Feststellungen, die heute vorwiegend wissenschaftliches Interesse haben, sei nur folgendes erwähnt.

Werden die Formänderungen in aufeinanderfolgenden Laststufen nach der vorhin geschilderten, von C. Bach eingeführten Art ermittelt und die Endwerte zeichnerisch dargestellt, so ergeben sich für Beton mit Rheinkiessand in der Regel Linienzüge, die dem Beispiel in Abb. 29 nahestehen (ausgezogene Linienzüge).[28]) Man erkennt in den ausgezogenen Linien, daß die gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen rascher gewachsen sind als die Belastungen. Man entnimmt dem Verlauf der Dehnungslinien, daß der Beton mit steigender Last nachgiebiger geworden ist. Dieses Nachgiebigerwerden, allmählich bewirkt durch wiederholte Belastung, hat zur Folge, daß bei späterer Wiederholung kleinerer Lasten auch diese größere federnde Formänderungen bewirken, wie die gestrichelte Linie von Abb. 29 (rechts) erkennen läßt. Der wiederholt belastete Beton zeigt nach Abb. 29 in dem geprüften Bereich nahezu Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen. Ähnliches ist uns bei zahlreichen Versuchen begegnet. Damit werden wir wieder auf innere Vorgänge aufmerksam; Änderungen der Vorspannungen, Verschiebungen u. dergl. werden die Änderung der Elastizität des Betons begleiten. Mit dieser Auffassung steht der Verlauf der Dehnungslinien bei Belastung und Entlastung im Einklang, Abb. 30[29]) (Belastungslinien *ab*, *ef* und *ik*, Entlastungslinien *cd*, *gh* und *lm*, je mit deutlicher Krümmung im Sinne der Überwindung erheblicher Reibung, die mit Hilfe elastischer Nachwirkung [gesamt wirkender Elastizität] mit wachsender Beschleunigung überwunden wird); Abbild. 23 gültig für die Betonkörper zu Abb. 21 bringt weitere anschauliche Beispiele. Hierher gehört auch die schon bei den Natursteinen festgestellte Eigentümlichkeit, daß die Größe

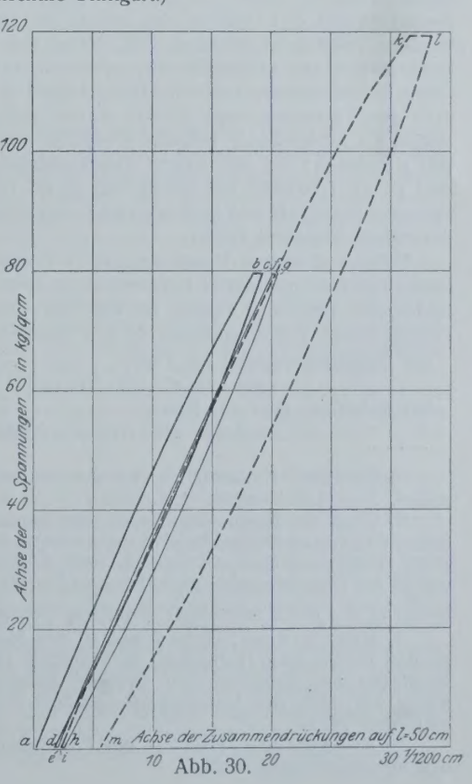


Abb. 30.

[28]) Aus Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, S. 15 u. f.

[29]) Aus Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, S. 17.

der Formänderungen des Betons je nach der Art des verwendeten Gesteins, der Größe des Wasserzusatzes usf. mehr oder minder von der Art der Belastung (Größe der Laststufen) abhängt.[30]) Daß die Dauer der Belastung und damit auch die Geschwindigkeit der Belastungssteigerung Einfluß nimmt, war schon früher zu erwähnen.

Was über die Druckelastizität des Betons zu sagen war, gilt sinngemäß auch für dessen Zugelastizität.[29]) Die Neigung der Dehnungslinien für Druck- und Zugbelastung wurde im Koordinatenursprung nicht ausgeprägt verschieden ermittelt, wenn die Proben gleichzeitig aus derselben Mischung hergestellt und genau gleich behandelt worden sind.

Die Erkenntnisse über die Zugelastizität des Betons erlangen zurzeit praktische Bedeutung, weil wir von der Zugfestigkeit des Betons u. a. im Straßenbau sicheren Gebrauch machen wollen.[31])

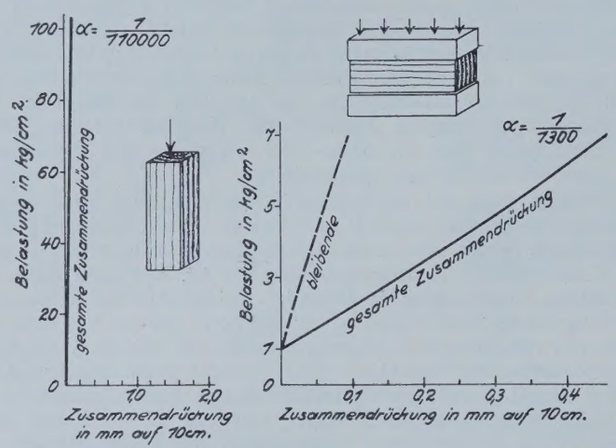


Abb. 31. Elastizität von Fichtenholz, parallel und quer zur Faser.

Zum Schluß folge noch einiges über die Elastizität des **Holzes.** Wir begegnen hier einem Baustoff, der von der Natur mit überaus mannigfaltigen Eigenschaften geboten wird; das Bauholz bringt alle natürlichen Vorzüge und Mängel des Stammholzes mit, außerdem auch solche, die durch die Behandlung und Bearbeitung hinzutreten. Es ist bei dieser Sachlage verständlich, daß schon in den Anfängen der Materialprüfung zahlreiche Versuche mit Bauholz[32]) zur Durchführung kamen, auch in neuerer Zeit — namentlich mit Rücksicht auf den Flugzeugbau — weitergehende umfassende Versuche[33]) angestellt wurden. Aus diesen Versuchen wissen wir u. a., daß die Widerstandsfähigkeit des Holzes in hohem Maße vom Faserverlauf gegenüber der Kraftrichtung abhängt; bei Belastung quer zur Faser ist das Holz viel nachgiebiger als bei Beanspruchung parallel zur Faser, vergl. Abb. 31. Demgemäß bewirkt die Ablenkung der Fasern aus der Stabachse durch Äste, Verwachsungen, Drehwuchs usf. eine größere Nachgiebigkeit von Hölzern, die achsial auf Zug oder Druck beansprucht werden. Weiter ist bekannt, daß Hölzer von verschiedenen Standorten, auch solche aus einem Stamm, erheblich verschiedene Festigkeit und Elastizität aufweisen können. Dazu zeigen die Linienzüge in Abb. 32, nach den Versuchen nach R. Baumann gezeichnet, daß die Dehnungszahlen für lufttrockenes astfreies Kiefernholz mit wachsender Druckfestigkeit abnehmen; bei 400 kg/cm² Druckfestigkeit fand sich die Dehnungszahl zu rd. 1/100000, bei 600 kg/cm² zu rd. 1/160000. Die Beziehungen zwischen Festigkeit und Dehnungszahl sind denen verwandt, die wir beim Beton kennengelernt haben.

Diese und andere Umstände gaben Veranlassung, die Elastizität der Bauhölzer hier nur durch Grenzwerte zu kennzeichnen. Die Dehnungszahlen der Federung liegen für die vier wichtigsten Bauhölzer (Kiefer, Fichte, Tanne, Eiche) praktisch in den gleichen Grenzen; sie schwanken

bei Belastung parallel zur Faser
zwischen rd. 1/60 000 und 1/170 000,
bei Belastung quer zur Faser
zwischen rd. 1/700 und 1/8000.

[30]) Ebenda S. 15, sowie im vorliegenden Bericht Zusammenstellungen 3 und 4, 2. und 3. Versuch.

[31]) Über die Biegungsfestigkeit von Beton bei oftmaliger Belastung haben Clemmer (Proceedings of the American Society for Testing Materials 1922, S. 408) und Crepps (ebenda 1923, S. 329 u. f.) berichtet. Hiernach würde die Dauerfestigkeit D_u bei Biegung etwa 40 bis 60 % der Biegungsfestigkeit K_b unter einmaliger Belastung betragen.

[32]) Bauschinger, Hefte 9 und 16 des Mechan.-techn. Laboratoriums an der Technischen Hochschule in München 1883 und 1887; Tetmajer, Methoden und Resultate der Prüfung schweizerischer Bauhölzer 1883; Rudeloff, Mitt. des Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde 1889, 1899, 1907 und 1912.

[33]) R. Baumann, Heft 231 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1922.

Bei Belastung parallel zur Faser fiel die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen unter zulässigen Lasten nur wenig größer aus als die Dehnungszahl der Federung; bei Belastung quer zur Faser wurden von vornherein bedeutende bleibende Formänderungen beobachtet.

Planmäßige Beobachtungen über die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen oftmalige Belastung sind bis jetzt noch nicht bekanntgeworden. Einzelne englische Versuche mit kleinen Stäben aus Spruceholz[34]) lieferten die Schwingungsfestigkeit zu rd. $^1/_4$ der Zugfestigkeit.

Die Erforschung der elastischen Eigenschaften des Bauholzes unter oftmaliger Belastung begegnet erheblichen Schwierigkeiten, schon wegen der Verschiedenheit des Holzes von Stück zu Stück, hauptsächlich aber weil die Versuche, wenn sie für die ausführenden Ingenieure nutzbringend werden sollen, mit großen Stücken und Konstruktionsteilen auszuführen sind.

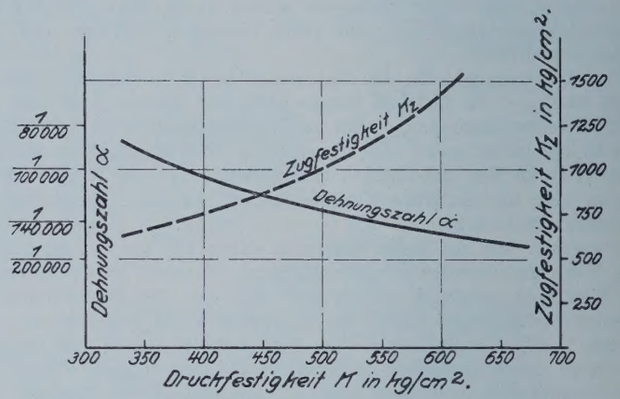


Abb. 32. Beziehungen zwischen K, α und K_z bei Kiefernholz.

Die Erkenntnisse über die elastischen Eigenschaften der wichtigsten Baustoffe, namentlich über die Spannungsgrenzen, die zur Erhaltung der Elastizität dieser Stoffe gehören, sind im Vorstehenden kurz dargelegt.[35]) Außer den die Größe der Dehnungszahlen beeinflussenden Umständen haben wir den bisherigen Versuchen mit Eisen, Stein und Beton entnommen, daß die zurzeit üblichen zulässigen Anstrengungen anscheinend erheblich unter denen liegen, die das Material an sich dauernd ertragen kann. Hier sind wohl wirtschaftliche Vorteile zu erringen. Fortsetzung der Forschung ist also nötig. Diese aber kann die Aufgabe nicht allein lösen. Sache des bauenden Ingenieurs und Architekten wird es sein, bei der Konstruktion seiner Bauwerke und bei der Verarbeitung des Materials unter Berücksichtigung des elastischen Verhaltens Maßnahmen zu treffen, die eine Erhöhung der zulässigen Anstrengungen ermöglichen. Sodann dürfte es angezeigt sein, bestehende Bauwerke hinsichtlich ihrer Beanspruchung sorgfältig zu beobachten, mindestens so, wie dies für die Brücken der Reichsbahn geschieht. Schäden, die im Laufe der Zeit auftreten, sind Merkmale für die obere Grenze der zulässigen Anstrengungen; sorgfältige Beobachtungen und Aufzeichnungen durch erfahrene Ingenieure werden die Deutung der Ursachen fördern. Auch sind Bauwerke im Gebrauch, die nach den heute geltenden Bestimmungen unzureichend bemessen sind und trotzdem hinreichende Widerstandsfähigkeit zeigen; das Verhalten solcher Bauwerke zu studieren, scheint mir nicht unnütz. Die Zusammenarbeit der ausführenden, überwachenden und forschenden Techniker wird so zur allgemeinen Schließung der Lücken beitragen, die unsere Erkenntnisse über die Elastizität der Baustoffe aufweisen.

Die dargelegten Versuchsergebnisse lassen ferner mit aller Deutlichkeit erkennen, daß der im Bauwesen viel benutzte Begriff „Sicherheit", in der Regel gebraucht als Quotient einer Festigkeit bei einmaliger Belastung zur zulässigen Anstrengung, z. B. der Zugfestigkeit des Eisens zu dessen zulässiger Zug- oder Druckanstrengung oder der Druckfestigkeit des Betons zu seiner zulässigen Druckanstrengung usw., irreführend ist. Die wirkliche Sicherheit ist viel kleiner; wir wollen überhaupt keine Sicherheit im heute üblichen Sinne. Die zulässige Belastung ist gegeben durch die Widerstandsfähigkeit des Baustoffes gegen oftmalige Belastung, wie sie im Bauwerk vorkommt, und durch die Maßnahmen, die diese

[34]) National Physical Laboratory in Teddington, Report for the Year 1915/16, S. 58 u. 60 (vergl. auch „Bauingenieur" 1925, S. 678).

[35]) Weitere Mitteilungen sind in Vorbereitung. Im Bauwesen ist die Elastizität verbundener Stoffe von großer Bedeutung; über Eisenbeton vergl. im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Bd., S. 85 u. f., S. 104 u. f., sowie S. 195 u. f.; über Mauerwerk in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1924, S. 52 u. f.; sowie in der „Bautechnik" 1926, S. 229 u. f. Über Glas vergl. Glastechnische Berichte 1925, Band 3, Heft 5. Über Ziegel und Glas im Eisenbeton sind Berichte in Vorbereitung.

Widerstandsfähigkeit des Baustoffs ermöglichen.[36]) Diese Sachlage kennzeichnet — das vorstehend Gesagte als Beispiel genommen — die Notwendigkeit, daß sich Ingenieur und Architekt zur technischen und wirtschaftlichen Lösung ihrer Aufgaben des Rüstzeugs bedienen, das wir heute mit wissenschaftlicher Grundlage als Stoffkunde und Materialprüfung bezeichnen, in einem gewissen Gegensatze zu der noch meist geübten, vorwiegend auf handwerklicher Unterlage geübten Stoffanwendung und der mit den praktischen Bedürfnissen und Erfahrungen nicht lebendig verbundenen beschreibenden Stofflehre. Im Maschinenbau wird dieser Forderung in weitgehendem Maße entsprochen. Für das Bauwesen ist eine ähnliche Entwicklung im Fluß, allerdings bis jetzt unter Anteilnahme eines recht beschränkten Kreises. Die wirtschaftlichen Nöte werden die Entwicklung beschleunigen zum Nutzen des Bauwesens.

[36]) Die zurzeit üblichen zulässigen Anstrengungen sind Rechnungsgrößen, die auf Grund der Erfahrung bei einem bestimmten Rechnungsgange zu Abmessungen der Bauteile oder Bauwerke führen, die für den geplanten Gebrauch ausreichend sind. Vergl. „Bauingenieur" 1925, S. 678.

Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geh. Baurat **M. Contag**, Berlin-Friedenau.

(Schluß aus Heft 37.)

Wir wenden uns nunmehr der **Französischen Schau** zu, die in der linken Hälfte der Halle I einen in sich abgeschlossenen Raum einnimmt, dessen Mittelpunkt, wohl als Wahrzeichen der Schiffahrt, ein Leuchtturm bildet. Frankreich hat sich bei seiner Ausstellung auf die Binnenschiffahrt beschränkt, über den Umfang der Wasserkraftnutzung und seiner zahlreichen Bauten und Pläne auf diesem Gebiet erfährt man durch die Ausstellung nichts. Durch ein umfangreiches Kartenmaterial wird die Entwicklung und der gegenwärtige Stand der französischen Fluß- und Kanalschiffahrt dargestellt. Man ersieht daraus, daß sich die Binnenschiffahrt, abgesehen von dem Flußverkehr der Loire und Garonne, hauptsächlich in dem Landesteil östlich einer Linie Le Havre—Lyon ausgebildet hat. Es besteht auch kein zusammenhängendes Wasserstraßennetz in Frankreich, sondern wie die Ausstellung zeigt, hat sich die Schiffahrt in jedem Strombecken in der ihm eigentümlichen Betriebsform entwickelt. Die belebteste Schiffahrtstraße bildet die Seine, am stärksten befahren ist das nördliche Kanalnetz, das Paris mit dem Kohlengebiet verbindet. Dann folgt das Netz des Ostens mit dem lothringenschen Erzbecken und dann erst die Rhône. Neuerdings ist der Rhein hinzugetreten, der aber in seinem jetzigen Zustande oberhalb Straßburg keine erstklassige Wasserstraße darstellt. Begreiflich ist daher der Wunsch nach einer besseren Verbindung mit der Schweiz, als sie der kleinkalibrige Rhein-Rhône-Kanal bietet. Der Plan des „Grand Canal d'Alsace" ist denn auch in entsprechender Aufmachung mit seinen Einzelheiten zur Schau gestellt, darf aber hier wohl als bekannt vorausgesetzt werden. Die drei größten Binnenhäfen: Paris mit 8,5 Millionen t, Rouen mit 4,4 Millionen t und Straßburg mit 3 Millionen t Jahresverkehr sind in großen Plänen und Modellen ausgestellt. In technischer Hinsicht interessant sind die Modelle verschiedener Wehrbauten, z. B. der beweglichen Wehre von Borau und Varennes. Letzteres hat eine Weite von 60 m und eine Stauhöhe von 3 m, und die eisernen Verschlußtafeln stützen sich auf niederlegbare Böcke. Die Bedienung geschieht durch 2 Mann von einer Dienstbrücke aus. Es sind aber auch alte Modelle ausgestellt, die nur geschichtlichen Wert haben, wie das der ersten Schachtschleuse bei St. Denis und des hydraulischen Hebewerks von Les Fontinettes. Wenn Frankreich uns auch auf wasserbaulichem Gebiet nichts Neues bietet, so muß doch schließlich ein glücklich ausgeführter Bau hervorgehoben werden, der seinesgleichen nicht findet, nämlich der 7 km lange Kanaltunnel von Rove in dem Verbindungskanal von der unteren Rhône nach dem Hafen von Marseille. Die Wassertiefe beträgt 4 m, der halbkreisförmige Querschnitt über Wasser hat einen Durchmesser von 22 m. Aber durch Einbau der beiderseitigen Leinpfade ist die lichte Durchfahrtbreite auf 18 m beschränkt, so daß das Kreuzen größerer Schiffe besondere Vorsicht erfordern wird. Natürlich ist der Tunnel, wie Lichtbilder zeigen, durchweg elektrisch beleuchtet.

Das **Königreich Italien** hat seine Ausstellung, wie bereits erwähnt, im Obergeschoß der Halle I in künstlerischer Weise hergerichtet und reichlich beschickt. Man erkennt daraus, daß das Land sich bei der Entwicklung seiner Binnenschiffahrt und besonders bei dem Ausbau seiner reichen Wasserkräfte in gutem Fortschritt befindet. Das Ministerium der öffentlichen Arbeiten zeigt in großen Übersichtskarten und Einzeldarstellungen das gegenwärtige Wasserstraßennetz und die großen Pläne zu seiner Erweiterung. Das Rückgrat der oberitalienischen Schiffahrtswege bildet der Po, der aber zurzeit nur in seinem unteren Laufe bis zur Einmündung des Mincio für größere Schiffe fahrbar ist. Seine weitere Regulierung ist im Gange und wird in ihren Einzelheiten veranschaulicht. Sie steht im Zusammenhang mit dem Ausbau einer Großschiffahrtstraße Mailand—Venedig, der im Plane feststeht und schon teilweise durchgeführt ist. In Mailand und Venedig sind großartige Hafenanlagen vorgesehen, die in Plänen und Modellen zu sehen sind. Es handelt sich zunächst um den Ausbau der 62 km langen Kanalstrecke von Mailand bis zum Po mit 8 Schleusenstufen. Weiter soll Mailand durch neue Kanäle mit dem Langen See und Comer See verbunden werden. Zum Anschluß des Hafens von Venedig wird ein Küstenkanal gebaut, der die Etsch im Spiegel kreuzen muß. Diese Anlage ist in größerem Maßstabe dargestellt und besteht aus zwei gegeneinander versetzten Vorhäfen an jedem Ufer, an die sich Kammerschleusen mit doppelt kehrenden Toren anschließen, so daß die Kanalschiffe bei jedem Wasserstand den Stromlauf kreuzen können. Der Kanal von Mailand nach dem Comer See wird 50 km lang und hat ein Gefälle von 78 m zu überwinden, der Kanal nach dem Langen See wird 60 km lang und hat besondere Schwierigkeiten. Sein Querschnitt ist muldenförmig mit 25 m Spiegelbreite und 3,5 m größter Tiefe. Die Böschungen sollen durch eine sehr starke Betonabdeckung gesichert werden. Ein Tunnel von 1 km Länge ist nicht zu vermeiden, er soll aber nur einschiffig mit einem Durchmesser von 11 m ausgeführt werden. Ferner wird eine Kanalbrücke über den Tessin nötig, die als Bogenbrücke in Massivbauweise gedacht ist. Sie besteht aus 7 Öffnungen von 20 m Weite, und der Kanalspiegel liegt rd. 30 m über dem Fluß. Der Kanaltrog mit 22 m l. Weite und 3 m Wassertiefe ist mit beiderseits ausgekragten Leinpfaden versehen. Die Schleusen dieses Kanals erhalten 80 m Länge und 10,3 m Torweite.

Unter den zahlreichen Modellen ist das einer Kammerschleuse bei Volta Grimana bemerkenswert, weil sie von einem großen Entwässerungskanal rechtwinklig gekreuzt wird. Dieser wird mit 9 Öffnungen von 3,5 m × 1,75 m Licht-Querschnitt dückerartig unter der Kammersohle hindurchgeführt. Ein anderes Modell zeigt eine Schleuse, deren Kammerwände in aufgelöster Bauweise aus Eisenbeton mit Strebepfeilern gebildet und innen mit Klinkern verblendet sind. Auch die Kammersohle besteht aus Eisenbeton und ruht auf Eisenbetonpfeilern.

Außer dem oberitalienischen Wasserstraßensystem sind auch Pläne von der Tiberregulierung und einem kurzen Kanal Pisa—Livorno ausgestellt, sowie kleinere Kanalentwürfe auf Sizilien und Sardinien.

Das Hauptinteresse scheint sich in Italien auf den weiteren Ausbau seiner Wasserkräfte zu richten. Große Wandkarten und Pläne zeigen dies. Auf einer solchen Karte mit selbsttätig aufleuchtenden Punkten läßt sich die Entwicklung der elektrischen Zentralen in fünfjährigen Perioden von 1895 bis 1925 erkennen, und zwar stieg die Leistungsfähigkeit in diesem Zeitraum von 68000 auf 3320000 PS. Diese Zentralen beruhen fast ausschließlich auf der Wasserkraft, und man kann daraus entnehmen, welche Bautätigkeit sich auf diesem Gebiet in letzter Zeit entwickelt hat. Wenn die ausnutzbaren Wasserkräfte Italiens auf 6500000 PS geschätzt werden, so erkennt man daraus, welchen Schatz das kohlenarme Land an diesen Kräften besitzt. Schließlich sei noch ein großes Schaubild erwähnt, das eine Talsperre in Sardinien von 67 m Stauhöhe in aufgelöster Bauweise zeigt. Eigenartig ist auch der 22 m hohe Sperrdamm bei Predarosa aus Trockenmauerwerk, dessen wasserseitige steile Böschung eine starke Bekleidung mit wasserdichtem Mauerwerk erhalten hat, wobei der Mauerfuß mit einem Sickerkanal versehen ist und tief in den Felsgrund eingreift.

Die Ausstellung **Deutsch-Österreichs** hat in mehreren Kojen innerhalb der Halle II Platz gefunden. Hinsichtlich der Binnenschiffahrt ist das gegenwärtige Land Österreich ausschließlich auf die Donau angewiesen. Die Strombauverwaltung zeigt in Karten und Plänen ihre Ausbauarbeiten, darunter die Niederwasserregulierung im Aschacher Kachlet durch Buhneneinbau. Wir sehen Pläne von den Hafenanlagen zu Linz und Krems. Die Stadt Wien hat in großem Modell einen Schnitt durch die Verladeeinrichtungen am Praterkai ausgestellt, auch ein Modell von ihrem Zentralkohlenumschlagplatz.

Auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung hat die Generaldirektion der österreichischen Bundesbahnen in großen Plänen und Modellen ihre für den elektrischen Betrieb der Alpenlinien gebauten und geplanten Wasserkraftwerke ausgestellt, darunter das Ruetzwerk, Spullerseewerk, Stubachwerk und Mallnitzwerk mit zusammen 26000 PS Leistungsfähigkeit. Der „Wasserwirtschaftliche Verband der österreichischen Industrie" hat Pläne, Lichtbilder und Modelle von Kraftwerken in Kärnten, Tirol und Vorarlberg ausgestellt, auch bestehen Pläne zur Ausnutzung der Donauwasserkraft bei Wallsee und Struden. Die Stadt Wien zeigt u. a. einen Längenschnitt durch ihr Ybbskraftwerk mit einem 11 km langen Stollen und einer Druckleitung von 126 m Rohgefälle bis zum Krafthaus, die Stadt Linz hat ein großes Modell des Kraftwerkes Partenstein ausgestellt, das die Wassermenge eines Einzugsgebietes von 500 km² in einem großen Staubecken sammeln und durch einen 5,6 km langen Druckstollen dem Turbinenhaus am Mühlfluß zuleiten soll, der bei Untermühl in die Donau mündet.

Das **Königreich Ungarn** ist nach seiner Verstümmelung ebenso wie Österreich, ausschließlich auf die Donauschiffahrt angewiesen und besitzt als Tiefland auch keine ausnutzbaren Wasserkräfte. In seiner Ausstellung, die sich im wesentlichen auf den Donauschiffahrtsbetrieb bezieht, befindet sich ein Übersichtsplan der Hafenanlagen von Budapest und ihrer Erweiterung. Außer dem offenen Freihafen und dem kleinen Petroleumhafen an der Donau wird in dem alten Soroksarer Donauarm durch Einbau einer Abschlußschleuse von 12 m Torweite und 86 m Kammerlänge ein großer Binnenhafen mit drei Stichbecken geschaffen, der, mit gutem Gleisanschluß versehen, nicht nur dem Umschlagverkehr dienen, sondern auch die Niederlassung von Industrie in großem Umfang ermöglichen soll. Auch wird beabsichtigt, den 60 km langen, jetzt versandeten Donauarm am unteren Ende durch Einbau eines Wehres mit Schleuse in schiffbaren Zustand zu versetzen und das Gefälle des Wehres durch ein Kraftwerk auszunutzen.

Auch die **Tschechoslowakei** ist auf der Ausstellung mit Schiffahrt- und Wasserkraft-Anlagen und Plänen vertreten. Sie ist in ihrer gegenwärtigen Begrenzung hinsichtlich einer Verbindung mit dem Meer auf die internationalisierten Ströme Elbe, Oder und Donau angewiesen. In einem großen Längenschnitt ist der im wesentlichen von der österreichischen Regierung übernommene Entwurf einer Verbindung dieser Ströme ausgestellt. Der Kanal soll jedoch nicht bei Wien, sondern weiter abwärts bei Theben in die Donau einmünden. Auch wird jetzt das 1200-t-Schiff zugrunde gelegt und dementsprechend der Wasserquerschnitt auf 85,5 m² festgesetzt, bei einer Spiegelbreite von 34 m und einer Wassertiefe von 3,5 m. Die Elbe-Donau-Verbindung (Pardubitz—Prerau—Theben) wird 365 km lang, die Scheitelhaltung liegt auf + 395 NN und die Zahl der Schleusen im Auf- und Abstieg beträgt 20 + 31 = 51. Die Länge der Oder-Donau-Verbindung (Oderberg—Prerau—Theben) wird 253 km betragen, während die Scheitelhaltung auf + 275,5 NN liegt und die Zahl der Schleusen sich nur auf 20 + 11 = 31 stellt. Die rd. 150 km lange Teilstrecke Prerau—Theben dient beiden Kanälen gemeinschaftlich. An die Ausführung dieses großzügigen Planes wird wohl zurzeit nicht ernstlich gedacht, zunächst beschränkt man sich auf den weiteren Ausbau der Elbe von Aussig bis Melnik und der Moldau bis Prag. Es sind bereits 12 Staustufen ausgebaut, die dreizehnte oberhalb Aussig befindet sich im Bau. Auf der oberen Elbe (Melnik—Jaromer) sollen auf 180 km Länge noch neun Staustufen eingelegt werden, und zwar gleich mit Schleusen von 85 m Kammerlänge und 12 m Torweite. Zur Verbesserung der Elbeschiffahrt in Trockenzeiten würde die Ausführung der längst geplanten Beraune-Talsperren mit einem Fassungsraum von 1000 Millionen m³ wesentlich beitragen, doch erwartet man eine gewisse Mitbeteiligung Deutschlands an diesem Werk, denn für das Landesbedürfnis würden kleinere Sperren genügen. Das Land ist zwar nicht arm an Wasserkräften, anderseits aber reich an Brennstoffen. Weil die Wärmekraft verhältnismäßig billig ist, können Wasserkraftwerke nur im Rahmen des wirtschaftlich Vorteilhaften in Frage kommen, z. B. in Verbindung mit Zwecken der Schiffahrt und Hochwasserverhütung. Ausgestellt sind u. a. Zeichnungen einer Talsperre bei Ceski-Kalice und eines Moldauwehres, sowie das Modell der „Masaryk-Barrage" bei Schreckenstein an der Elbe. Diese bedeutende Wehranlage hat fünf Öffnungen mit Schützenverschluß bei 9 m Gefälle. Daneben sind zwei Schiffschleusen und ein Kraftwerk mit zwei Kaplanturbinen angeordnet, die bei 300 m³/Sek. Wasserdurchfluß 100 Mill. kWh liefern würden.

Polen, dessen Wasserläufe bisher nur für Flößerei geeignet waren, hat durch den Anfall des Bromberger Kanals, der schiffbaren Netze und der von Thorn abwärts gut regulierten Weichsel ein Schiffahrtstraßennetz erhalten, das der polnische Staat nunmehr, wie die Ausstellung zeigt, in großzügiger Weise weiter ausbauen will. Aus einer Übersichtskarte ersieht man, daß eine durchgehende Kanalverbindung in ost-westlicher Richtung geschaffen werden soll, und zwar durch Ausbau des „Königskanals" von Pinsk über den Bug bis Warschau und dann weiter durch einen neuen Kanal bis zur Warthe und über Posen zum Anschluß an das deutsche Wasserstraßennetz. Dieser Ost-West-Kanal wird zwischen Posen und Pinsk eine Länge von 705 km haben. Ein vergleichender Übersichtslängenschnitt zeigt, daß ein mitteleuropäischer Kanal zur Verbindung der Nordsee mit dem Schwarzen Meer sich über Polen sehr vorteilhaft gestalten ließe, wenn als Verlängerung des deutschen Mittellandkanals der polnische Ost-West-Kanal zwischen Bug und Pripet (Dnjester) mit seiner niedrigen Scheitelhaltung + 143 N.N. ausgebaut wird. Denn sowohl die deutschen Pläne eines Neckar-Donau- und Main-Donau-Kanals, als auch der tschechische Elbe-Donau-Kanalplan haben außerordentlich hohe Gebirgsscheiden zu übersteigen und würden daher kostspieliger und unwirtschaftlicher sein als eine Verbindung durch Polen und die Ukraine. Außerdem besteht in Polen der bemerkenswerte Plan eines Nord-Süd-Kanals, des sogenannten „Kohlenkanals", der aus dem oberschlesischen Kohlengebiet von Kattowitz über Czenstochau in Richtung auf Lodz und Bromberg zur Weichsel führen soll. Dieser 450 km lange Kanal wird dann das oberschlesische Kohlengebiet unmittelbar mit Danzig und der Ostsee verbinden. Er kreuzt bei Lenczyca den vorerwähnten Ost-West-Kanal und soll nach dem ausgestellten Plan mit fünf Schleusen vom Goplosee zur Weichsel bei Brahemünde hinabsteigen. Diese Schleusen sollen bei 7,5 m Gefälle 10,5 m Torweite und 82 m Kammerlänge erhalten. Durch den weiteren Ausbau des jetzigen Königskanals wird gleichzeitig eine durchgreifende Entwässerung der „Polesie", des großen Sumpfgebietes bei Pinsk, möglich werden. Übrigens scheint es nicht im Plan zu liegen, den Bug und die Weichsel abwärts Warschau mit großen Kosten für die Großschiffahrt auszubauen, man will vielmehr diese natürlichen Wasserläufe für Flößerei und Hochwasserabführung in ihrem jetzigen Zustande belassen, während die Schiffahrt durch das vorbeschriebene Kanalsystem geleitet wird. Im Zusammenhang hiermit wird in Warschau nach den ausgestellten Plänen bei Saska-Kepa eine große Hafenanlage ausgeführt. Auch die Stadt Krakau soll, wie man sieht, in Verbindung mit dem dortigen Ausbau der Weichsel einen neuen Hafen erhalten. Von den zahlreichen Lichtbildern sind die Ansichten von dem 1827 erbauten Augustowski-Kanal sehr bezeichnend für den gegenwärtigen Zustand der polnischen Schiffahrtswege. Was die Wasserkraftnutzung betrifft, so zeigt eine Übersichtskarte mit allen Wasserkräften Polens, daß sie meistens am Nordabhang der Karpathen liegen. Sie werden zusammen auf 1 500 000 PS geschätzt, aber nur ein sehr kleiner Teil ist bisher ausgebaut worden.

Das **Königreich Belgien** bietet in seiner Ausstellung auf dem Gebiete der Binnenschiffahrt nicht viel Neues. Die Kanalisierung der Maas ist bekannt, der Rhein-Maas-Schelde-Kanal, dessen etwaige Durchführung uns durch das Friedensdiktat aufgezwungen werden kann, scheint gegenwärtig nicht verfolgt zu werden, dagegen beschäftigt man sich neuerdings mit einem Kanalplane Lüttich—Antwerpen, dessen Speisung aber, da Holland gegen eine Wasserableitung aus der Maas Einspruch erhebt, nur durch ein ausgedehntes Talsperrensystem im Ourthegebiet zu ermöglichen wäre. Im wesentlichen hat sich Belgien darauf beschränkt, ein großes Modell des Hafens von Gent auszustellen, der mit einem Hauptbecken und drei Stichbecken im Anschluß an den Kanal von Terneuzen ausgebaut wird. Auch der Welthafen von Antwerpen ist wirkungsvoll dargestellt, man ersieht aus einer Übersichtskarte, daß sein Einflußgebiet bis nach Florenz und Bukarest reicht. In einer besonderen Koje für das Kongogebiet befindet sich der allgemeine Entwurf einer Kanalisierung der 400 km langen und sehr schwierigen Kongostrecke von Matadi bis zum Stanley-See durch den Einbau von sieben großen Staustufen mit Schleusen und Kraftwerken. Zahlreiche Lichtbilder und Schiffsmodelle vervollständigen die Belgische Schau.

Das **Königreich Spanien** hat auf dem Gebiete der Binnenschiffahrt nicht viel zur Schau stellen können. Die Schiffahrt auf den größeren Strömen ist nur von örtlicher Bedeutung, und künstliche Kanalverbindungen fehlen. Ausgestellt ist in der allerdings noch unfertigen Schau nur der Entwurf einer Kanalisierung des Guadalquivir zwischen Cordoba und Sevilla mit elf Staustufen. Jede Stufe besteht aus einem beweglichen Wehr mit acht Öffnungen von 15 m Weite, einer Schiffschleuse von 8 m Torweite und 54 m Kammerlänge und einem Krafthaus mit drei Turbinen, die das Gefälle von rd. 10 m ausnutzen sollen. Die früher gebauten Kanäle, wie der Canal de Campos und der Canal Imperial, dienen heute nur der Bewässerung. Der Ebro mit seiner bedeutenden Wasserführung von 200 bis 700 m³/Sek. könnte sehr gut für die Großschiffahrt ausgebaut werden, doch erscheint die Wirtschaftlichkeit eines solchen Unternehmens zweifelhaft.

Die Wasserkraftnutzung hat aber in Spanien noch eine große Zukunft, wenn man den Umfang der bis 1925 erteilten Konzessionen betrachtet. Danach sollen über 4 000 000 PS in Frage kommen, davon etwa die Hälfte im Ebrogebiet. Jedoch ist erst ein kleiner Teil dieser Kräfte ausgenutzt, eine große Anzahl von Kraftwerken befindet sich zurzeit im Bau. Ausgestellt ist ein großes Reliefmodell von einer Talsperrenanlage im Gebirge bei Malaga. Eine dort 1921 erbaute Sperrmauer von 72 m Höhe ist in Zeichnungen und Lichtbildern dargestellt. Auch sieht man eine Anzahl Niederdruckwerke mit ihren Wehranlagen in Zeichnungen und Modellen. Besondere Beachtung verdient das Modell eines selbsttätigen Klappenwehres mit Schwimmerbetrieb zur Entlastung der Talsperre de la Peña. Schließlich sei hier noch erwähnt die eigenartige Durchführung eines 2,5 m weiten Druckrohres durch ein 24 m tiefes Flußtal in der Provinz Cuenca. Wie man aus den Zeichnungen und einem großen Modell ersieht, ist die aus hartem Fels bestehende Talsohle 766 m breit und enthält zwei Wasserläufe, die nicht unterdückert, sondern, wenn man so sagen darf, „überdückert" werden. Die 2,5 m weiten Eisenbetonrohre mit 7 m³/Sek. Druckwasserführung übersetzen jeden Wasserlauf mit einem freitragenden Flachbogen von 40 m Spannweite, dessen Scheitel mit einem Lüftungshäuschen versehen ist. Der Rücken des Rohrbogens ist mit Geländer versehen und dient gleichzeitig dem Fußgängerverkehr.

Holland hat seine umfangreiche wasserbauliche Ausstellung in dem Zwischenbau zwischen Halle II und III untergebracht. Im Mittelpunkte der holländischen Schau stehen die großen Modelle des Hafens von Amsterdam und Rotterdam. An den Wänden befindet sich ein Plan der 1909 bis 1917 ausgeführten Waal-Regulierung, bei der 4 m Tiefen erzielt sind. Ferner sind Zeichnungen und Pläne von der Trockenlegung der Zuidersee ausgestellt, von denen der Querschnitt des zwischen dem Festlande und der Insel Wieringen 30 km langen und 90 m breiten Seedeiches zum Abschluß des äußeren Wattenmeeres besonderes Interesse hat. Der Beachtung des Wasserbauers wert ist auch die Darstellung der Wehre und Schleusen des Maas-Waal-Kanals, sowie die Zeichnung einer sehr flachen Eisenbetonbogenbrücke von 58,6 m Spannweite über diesen Kanal.

Daß die Holländer bei Schleusenbauten auch die aufgelöste Bauweise in Eisenbeton zur Anwendung bringen, zeigt der Entwurf einer Wehr- und Schleusenanlage des Juliana-Kanals bei Maasbracht. Diese Schleuse mit 16 m Torweite hat zwei massive Häupter mit oberem Klapptor und unteren Stemmtoren, die 138 m lange Kammer selbst ruht nicht auf Pfahlrost, sondern ihre über 12 m hohen, in Eisenbeton ausgebildeten Trogwände sind freitragend und bilden mit der Eisenbetonsohle einen langen Trog zwischen den massiven Häuptern.

Die Ausbildung der Kaimauern spielt in Holland bei dem weichen Untergrunde und den bedeutenden Wassertiefen eine große Rolle. Ein beachtenswertes Modell zeigt z. B. den Querschnitt einer solchen auf Pfähle gestellten, vorn verkleideten Betonmauer von 4 m Höhe mit einer weit nach hinten ausgreifenden Betonplatte, die am Ende auf Faschinenpackwerk lagert und die Hinterfüllungserde trägt. Die Wassertiefe vor der Mauer beträgt 10 m.

Zum Schlusse sei noch die große Halle IV erwähnt, deren Inhalt für den Maschinenbauer von besonderem Interesse sein dürfte. Hier hat sich Italien für seine Maschinenindustrie einen besonderen Raum abgeteilt. Im übrigen haben die deutschen, schweizerischen und sonstigen Firmen der Eisen- und Maschinenindustrie ihre hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete der Wasserkraftanlagen wirkungsvoll zur Schau gestellt. Hier sei nur das Riesenmodell einer Propellerturbine von 95 000 PS erwähnt, die die Firma Voith in Heidenheim demnächst in das Kachletwerk bei Passau einbauen wird. —

Die Ausstellung wird am 15. September geschlossen! Sie bietet allen Fachgenossen, die sich auf dem Gebiete der Binnenschiffahrt und der Wasserkraftnutzung betätigen, so viel Anregung und Belehrung, daß ihr Besuch hiermit noch in letzter Stunde angelegentlich empfohlen wird.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. September erscheinende Heft 17 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ingenieur Rudolf Heim: Entlastungsbauten. — Dr.-Ing. W. Petry: Die Gewährleistung der Güte der Bauausführung und die Baukontrolle des Betons. — Dipl.-Ing. v. Henning auf Schönhoff: Momententabellen des durchlaufenden Rahmens. — Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1925 mit Beispielen.

Senkkastengründung eines Molenkopfes in Madras. An Stelle des vor einigen Jahren errichteten vorläufigen Abschlusses für die Nordostmole im Hafen von Madras war, nachdem die damaligen Schwierigkeiten bei der Beschaffung der erforderlichen Eisenkonstruktion behoben waren, ein endgültiger Molenkopf zu bauen. Die Arbeiten dafür umfaßten nach einer Mitteilung in „Dock and Harb. Auth." vom Juli d. J. den Bau eines kreisrunden Pfeilers von rd. 26 m Höhe und 14,65 m Außendurchmesser mit innerer, ebenfalls kreisrunder Öffnung von 5,50 m Lichtweite, der auf einen vorhandenen Unterbau etwa 10,80 m tief abzusenken und auszubetonieren war. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, wurde dafür ein genieteter Eisenblech-Zylinder von 17,90 m Höhe verwendet; die oberen 8,20 m wurden in Betonquadern aufgemauert.

Der Schling und die untersten 7,60 m des Senkkastens wurden auf einem hölzernen, auf vorhandener Hellinganlage gebauten Gerüst hergestellt und vom Stapel gelassen, der Rest alsdann schwimmend vollendet. Das Gewicht des Eisenmantels betrug insgesamt 248 t, das des eingebrachten Betons 600 t, wovon 330 t auf die sechs radialen Zwischenwände zwischen den äußeren und inneren Wandungen des Zylinders entfielen, die diesen in den unteren 12 m über dem Schling versteifen.

Das bisherige, vorläufige Bauwerk wurde durch einige Lagen Mauerwerk verstärkt, um es einem 33-t-Titankran zu ermöglichen, bis zum Molenende heranzufahren und den an Ort und Stelle gebrachten Senkkasten abzusenken. Dieser war zwischen dem Molenende und drei Ankerbojen vertäut, stieg und fiel aber trotzdem und trotz der ruhigen See fortwährend um 30 cm und schlug auch nach beiden Seiten um etwa 60 cm aus. Nachdem er bis zum Meeresgrunde abgelassen und genügend Wasser eingelaufen war, um einen Gewichtsüberschuß von etwa 500 t bei Hochwasser zu bilden, sank er um 1,06 m ein. Vor Beginn des Betonierens geriet der Senkkasten infolge einer unvermuteten Quellbildung am Meeresgrunde von neuem ins Rutschen: Man begann zwar sofort, ihn durch Auspumpen zu erleichtern, doch sank er schnell im ganzen 2,60 m ein und war, da die Wellen anfingen hereinzuschlagen, nur schwer wieder aufzurichten. Versuche, den Untergrund durch Bruchsteinschüttung tragfähig zu machen, waren nutzlos, und es blieb nichts anderes übrig, als den Senkkasten wieder unter den Schutz der Mole abzuschleppen.

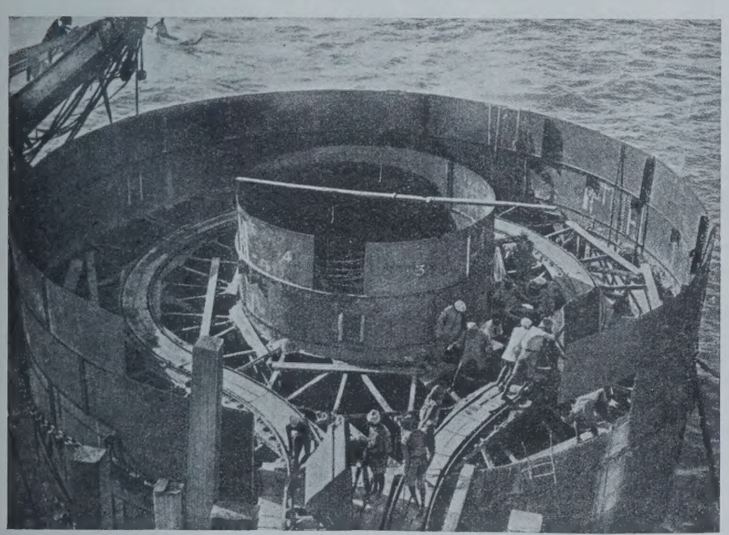


Abb. 1.

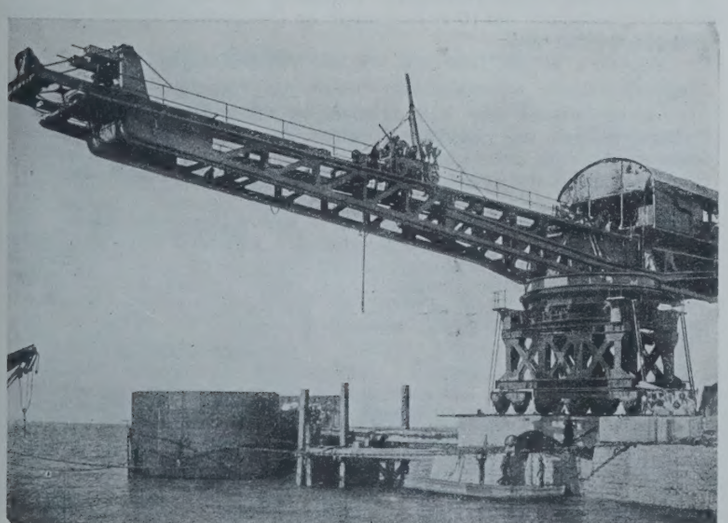


Abb. 2.

Bevor ein zweiter Versuch zur Absenkung gemacht wurde, nietete man zunächst zwei weitere Ringe auf, die die Wände des Blechzylinders um 2,30 m erhöhten; alsdann wurde am Molenende ein gegen dieses abgesteiftes starkes Gerüst gezimmert, gegen das der Senkkasten auch nach rückwärts verankert werden konnte. Endlich wurde die Steinschüttung auf 12 m Tiefe gebracht und auf dem so geschaffenen Bett wieder wie vorher mit der Absenkung begonnen. Um gleich von vornherein die größte Beanspruchung des Untergrundes zu haben, wurde der Senkkasten mit Wasser gefüllt und mit Ketten gegen das obenerwähnte Gerüst vertäut, die Bojen von den Ankern entfernt, die Ankerkabel fest angeholt, mit Spannschlössern angezogen und am Senkkasten befestigt (Abb. 2). Zum Schutz gegen Unterspülung wurde um die Außenseite herum eine Kiesböschung angeschüttet.

Die ersten 40 t Beton wurden unter Wasser eingebracht und gleichzeitig stets eine entsprechende Gewichtsmenge Wasser ausgepumpt. Das Mischungsverhältnis betrug 1 : 2 : 4 für den Unterwasserbeton, 1 : 3 : 6 für die im Trockenen eingebrachten Lagen; den letzteren wurden nach der Mischung 16% Granitbrocken zugesetzt.

Die Betonblöcke des Ringmauerwerkes über der eisernen Ummantelung waren 5,5 bis 25 t schwer und wurden in Schichten von 35 cm verlegt.

Das Absenken geschah unter vorsichtiger Baggerung, wobei der zähe Sand- und Schlickboden erhebliche Schwierigkeiten machte. Zu Beginn der Arbeiten sah man der Sicherheit halber vom Pumpen ab, um die Standsicherheit des behelfsmäßigen Unterbaues für den schweren Titankran nicht zu gefährden. Nachdem der Senkkasten etwa 4,60 m abgesenkt war, fiel das Wasser darin um etwa 1,50 m unter den äußeren Wasserspiegel, wodurch der Absenkungsvorgang um fast das Doppelte beschleunigt wurde.

Als die Schneide des Schlings auf 10,80 m unter der Meeressohle angelangt war, wurden die Absenkungsarbeiten eingestellt, der Boden im Innern abgeglichen und mit dem Betonieren begonnen. Alsdann wurde die Lücke zwischen dem bisherigen Molenende und dem neuen Molenkopf mit neun 1,80 m starken Steinlagen ausgefüllt, der Unterbau für den Kran beseitigt und durch starke Steinschüttungen ein gleichmäßiger Untergrund für den übrigen Teil des Bauwerks geschaffen. Die an der Seeseite der Mole als Wogenbrecher vorgelagerten großen Blöcke gelangten auch an der Verlängerung bis zur Mitte des neuen Molenkopfes zur Verwendung, und rund um diesen sowie an der inneren Molenseite wurde — 17,65 m breit — ein 9,25 m starkes Sturzbett aus Betonblöcken auf ebenso starker Steinschüttung angelegt, um das Ganze gegen Unterspülung zu schützen. Ki.

Über den Bau von Stahlhäusern. Das Bestreben, dem fast in allen Ländern herrschenden empfindlichen Wohnungsmangel durch eine rasch fördernde Bauweise abzuhelfen, hat zuerst in England zum Bau von sogen. Stahlhäusern geführt. Ein ziemlich ausführliches Bild über die aufgetauchten Konstruktionsweisen ist von Mag.-Baurat Cajar im „Bauingenieur" 1926, Heft 30 entworfen, wo auch die jüngst in Deutschland zustandegekommenen Konstruktionen gebracht sind. Von den deutschen Stahlhäusern sei die Phönixbauweise[1]) herausgegriffen, die aus Abb. 1 ohne weiteres verständlich ist. Die Konstruktion erscheint deshalb zweckmäßig, weil die Eisenteile immerhin ausreichend eingebettet sind, nämlich auf der Außenseite in Kiesbetonwänden (Beton 1:5), an der Innenseite in den Isolierpatten (Gips-Koksasche oder dergl.). Der Hohlraum zwischen diesen beiden Wänden wird mit irgend einem Auffüllstoff verfüllt, z. B. mit trockenem Sand. Auf die allseitige Einbettung der Eisenteile ist nämlich bei allen solchen Bauweisen der größte Wert zu legen, weil sich sonst wegen des unvermeidlichen Temperaturunterschiedes zwischen „Innen" und „Außen" Niederschlagwasser an den Eisenteilen bildet und Anrostungen an später unzugänglichen Stellen zu befürchten sind.

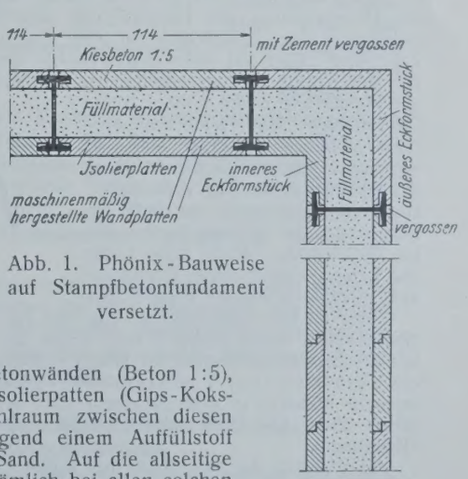


Abb. 1. Phönix-Bauweise auf Stampfbetonfundament versetzt.

[1]) Phönix-Baugesellschaft G. m. b. H., Berlin.

In der oben angegebenen Quelle ist noch nicht die nachstehend beschriebene amerikanische Bauweise (von Dexheimer & Sohn, Toledo) der allerjüngsten Zeit[2]) berücksichtigt, und es soll diese von den anderen abweichende Bauweise kurz beschrieben werden, weil dort sämtliche Eisenteile in vollkommener Weise eingebettet sind. Abb. 2 zeigt das Stahlgerippe und Abb. 3 das fertiggestellte Häuschen. Das Tragwerk besteht aus dünnstegigen Deckenträgern, 10 cm hohen gepreßten ⊏-Pfosten für die Wandteile und aus einem eisernen Rippennetz (einer Art Streckmetall) als Grundlage für die Betonaußenwand, sowie auch zur Deckenbewehrung der Massivdecken. Die Deckenträger selbst sind I 13, die entsprechend den Belastungsanforderungen in größeren oder kleineren Abständen verlegt sind. Die erwähnten Pfosteneisen stehen in Abständen von 60 cm. Die Außenwand ist aus einem eisernen Rippennetz gebildet, das etwa 2 kg/m² Eigengewicht hat und der Träger einer 5 cm starken Betonwand mit wasserdichtem Außenputz ist. Wie erwähnt, haben auch die 5 cm starken Decken dasselbe streckmetallartige Rippennetz als Bewehrung; der Fußboden selbst besteht aus gehobelten eichenen Bohlen auf Schwellhölzern und das Tragwerk der Decke unter dem Dach aus ⊏-Eisen, und schließlich der Dachstuhl aus den gleichen Profilen, die sparrenartig gegen die Firstpfette stoßen.

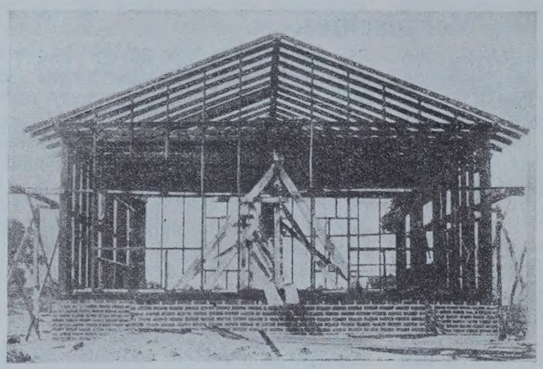


Abb. 2.

Abb. 3.

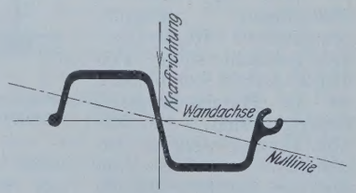
Für unsere deutschen Begriffe würde die Wärmehaltung dieses Stahlhauses nicht genügen, da bekanntlich die Baugesetze vorschreiben, daß eine solche Außenwand mindestens gleichwertig einer 25-cm-Backsteinwand sein muß. Es stünde aber nichts im Wege, an der Innenseite des Hauses Isolierplatten irgendwelcher Art anzubringen, um dergestalt die Wärmehaltung zu verbessern. Dr.-Ing. Luz David.

Die Einweihung der zweigeschossigen Drehbrücke über den Pregel in Königsberg, über deren Bauart von dem Bauleiter, Reichsbahnrat Lewerenz, in der „Bautechnik" 1925, Heft 26 ausführlich berichtet worden ist, fand am 28. August d. Js. im Beisein von Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. Dorpmüller und den Vertretern der Reichs-, Staats- und Stadtbehörden statt. Oberbürgermeister Dr. Lohmeyer taufte die Brücke auf den Namen „Reichsbahnbrücke" und übergab sie dem öffentlichen Straßenverkehr. Die Eisenbahngleise werden erst nach Fertigstellung der neuen Bahnhofanlagen (nach etwa drei Jahren) in Betrieb genommen werden können. Die Besichtigung der Brücke durch die Teilnehmer an der Einweihungsfeier erwies die sinnreiche Konstruktion und bequeme Zugänglichkeit aller wesentlichen Teile des Bauwerks; besonderes Interesse erregten die Anordnung und Durchbildung der „Verkehrslager" und die Sicherungseinrichtungen. Wir behalten uns vor, auf Einzelheiten der Drehbrücke zurückzukommen. Ls.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Eiserne Spundwände. Der in der „Bautechnik" 1926, Heft 6 u. 9, unter gleicher Überschrift erschienene Aufsatz von Dipl.-Ing. K. E. Schonnopp bedarf einiger Richtigstellungen und Ergänzungen.

Dem Vergleich der Spundwandformen Larssen, Rothe Erde und Lamp (S. 75 u. 111) liegt der statische Irrtum zugrunde, daß nur bei Larssen die Heranziehung der Nutenreibung bei Berechnung des vollen Widerstandsmomentes erforderlich sei. Bei den unsymmetrischen Formen Rothe Erde und Lamp hat jede Einzelbohle das Bestreben, sich parallel zu der der Kraftlinie zugeordneten Achse (Nullinie) durchzubiegen, die mit der Wandachse einen Winkel bildet (Abbildung). Das Widerstandsmoment in bezug auf diese Achse ist wesentlich kleiner als das in bezug auf die Wandachse. Das volle Widerstandsmoment kommt erst durch Zuhilfenahme der Reibung in den Nuten zur Geltung. Rothe Erde, Lamp und Larssen sind in dieser Beziehung also nicht voneinander verschieden.



Irrig ist die Auffassung (S. 75), daß bei Larssen die Rammung runder Spundwände nicht möglich sei. Eines der zahlreichen Beispiele hierfür ist die Larssen-Uferwand im Hafen Frankfurt a. M., bei der mit Profil III ein Viertelkreis von 7 m Halbmesser gerammt wurde (Abbildung s. in meinem Aufsatze in dem Jahrbuch 1924 der Hafenbautechnischen Gesellschaft über „Die Verwendung eiserner Spundbohlen, Form Larssen, im Hafenbau").

Der Vorteil der Nutenform bei Rothe Erde (S. 75) gegenüber Larssen, das Eindringen von Boden beim Rammen zu verhindern, hat sich praktisch als unwesentlich erwiesen; die Larssennuten können nötigenfalls durch Dorne oder Keile ohne merkbare Mehrarbeit geschützt oder gereinigt werden. Die Notwendigkeit hierfür hat sich aber nur in vereinzelten Fällen ergeben.

[2]) Vergl. Eng. News-Rec. v. 15. VII. 1926.

Larssen hat dagegen den Vorteil geringeren Nutenspiels und größeren Weges der Wasseradern bei durchströmendem Wasser, was erfahrungsgemäß bessere Wasserdichtigkeit verbürgt, die den Larssenbohlen allenthalben nachgerühmt wird.

Nachteilig ist bei Rothe Erde und Lamp das öfter beobachtete Reißen im Steg beim Rammen, was bei Larssen wegen der Stegverstärkung durch die Nut nicht vorkommt.

Der Vorteil der Ransome-Bohlen (S. 112), daß sie eine Zusammensetzung zu Doppelbohlen gestatten, ist meines Wissens noch nicht praktisch ausgenutzt worden. Neuerdings hat die Dortmunder Union ein dem Larssenprofil ähnliches Doppelprofil nach den nämlichen Grundsätzen hergestellt, das im Hafen von Köln kürzlich in großem Umfange mit bestem Erfolg gerammt wurde. Eine Veröffentlichung darüber ist binnen kurzem zu erwarten.

Die Form der Nuten ist bei Larssen insofern auch günstiger, als sie mehr geeignet erscheint, wagerechte, in der Achsrichtung der Spundwand auftretende Kräfte aufzunehmen, als die Spundwände mit kreisförmiger Nut. Vergleichsversuche hierüber sind leider noch nicht bekanntgeworden.

Die gute Rammfähigkeit der Krupp-Spundbohlen (S. 112) muß bezweifelt werden. Die große Oberfläche vergrößert den Rammwiderstand, außerdem neigt jede unsymmetrische Kreuzform erfahrungsgemäß besonders zu Verdrehungen beim Rammen. Aus der Praxis läßt sich über die Krupp-Bohle kaum etwas sagen, da sie in Deutschland nur einmal, im ganzen überhaupt nur zweimal gerammt worden ist. Sie wird übrigens, ebenso wie Lamp, schon seit Jahren nicht mehr gewalzt. Dasselbe soll bei Ransome der Fall sein.

Das Werk „Rothe Erde" ist in belgisch-französische Hände übergegangen. Als deutsches Spundwandprofil (S. 112) besteht für die Praxis also zurzeit nur Larssen.

Die Liste der größten Walzlängen (S. 112) muß insofern ergänzt werden, als Larssen bisher bis zu 26 m Länge ausgeführt wurde, aber Walzlängen bis zu 50 m und mehr zuläßt. Die praktische Grenze liegt aber des Transportes wegen zurzeit etwa bei 30 bis 33 m.

Bei der Proberammung in Ymuiden hat das gezogene Larssenbohlenpaar nach dem amtlichen Rammbericht nur auf der unteren Strecke von 6 m Länge eine Verdrehung bis zu 45° gezeigt, nicht 90°, wie auf S. 112 angegeben. Die Verdrehung ist der Unmöglichkeit zuzuschreiben, eine Einzelbohle unten zu führen; sie wird also wohl bei jeder Spundwandform vorkommen können, deren Bohlen paarweise gerammt werden. Bei Wandrammungen läßt sich das Verdrehen durch staffelweises Rammen vermeiden.

Zum Schlußsatz des Schonnoppschen Aufsatzes sei bemerkt, daß ein hohen Anforderungen entsprechendes Ziehgerät für eiserne Spundwände in dem Demag-Union-Pfahlzieher vorhanden ist, mit dem u. a. 12 m lange Larssenbohlen bei 10 m Rammtiefe im Durchschnitt in zehn Minuten gezogen worden sind.

Münster i. W., 28. Juni 1926. Dr.-Ing. B. Stecher.

Ich begrüße es sehr, daß durch die vorstehenden Ergänzungen und Richtigstellungen von Dr.-Ing. Stecher die Behandlung der eisernen Spundwände eine Erweiterung erfahren hat, und zwar im besonderen Hinblick auf das in Deutschland am meisten angewandte Spundwand-Profil „Larssen".

Die Darlegungen in meinem Aufsatze hatten jedoch den Zweck, eine möglichst objektive Gegenüberstellung der verschiedenen Spundwand-Profile zu geben. Die besonderen Mitteilungen von Dr.-Ing. Stecher, die eine Einschränkung der übrigen Profile zugunsten des „Larssen"-Profils darstellen, wären für mich nicht mit der von mir angestrebten Objektivität in der Behandlung des Stoffes vereinbar gewesen.

Paris, 3. August 1926. Dipl.-Ing. K. E. Schonnopp.

INHALT: Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel. — Die Erweiterung des Hafens in New York. — Über die Elastizität der Baustoffe. (Schluß.) — Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Senkkastengründung eines Molenkopfes in Madras. — Über den Bau von Stahlhäusern. — Einweihung der zweigeschossigen Drehbrücke über den Pregel in Königsberg. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 7. September 1926. Heft 39

Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat **Goetzcke**, Hannover.

Dem am 1. April 1907 eingerichteten Kanalbauamte zu Duisburg-Meiderich, das nach der Inbetriebnahme des Rhein-Herne-Kanals während des Krieges in ein planmäßiges Wasserbauamt umgewandelt wurde, lag der Bau der 12 km langen Weststrecke des Rhein-Herne-Kanals (Lageplan Abb. 1) ob mit einer einfachen und einer Doppelschleuse von je 165 m nutzbarer Länge und 10 m lichter Weite, einem Wehr in der Ruhr, 2 einfachen und 5 Doppelrohrdückern, 10 Straßen- und 13 Eisenbahnbrücken. Außerdem wird neuerdings zur Ergänzung der Schleuse I noch eine zweite Kanalmündung hergestellt, indem nördlich des Ruhrwehrs eine 350 m lange Schleuse mit 3 Häuptern und 13 m Lichtweite ausgeführt und die Ruhr unterhalb der Oberbürgermeister-Lehrbrücke zu einer großen Reede ausgebaut wird. Die Arbeiten für die zweite Mündung sind am 16. April 1919 in Angriff genommen worden und werden voraussichtlich im Jahre 1926 vollständig fertiggestellt werden.

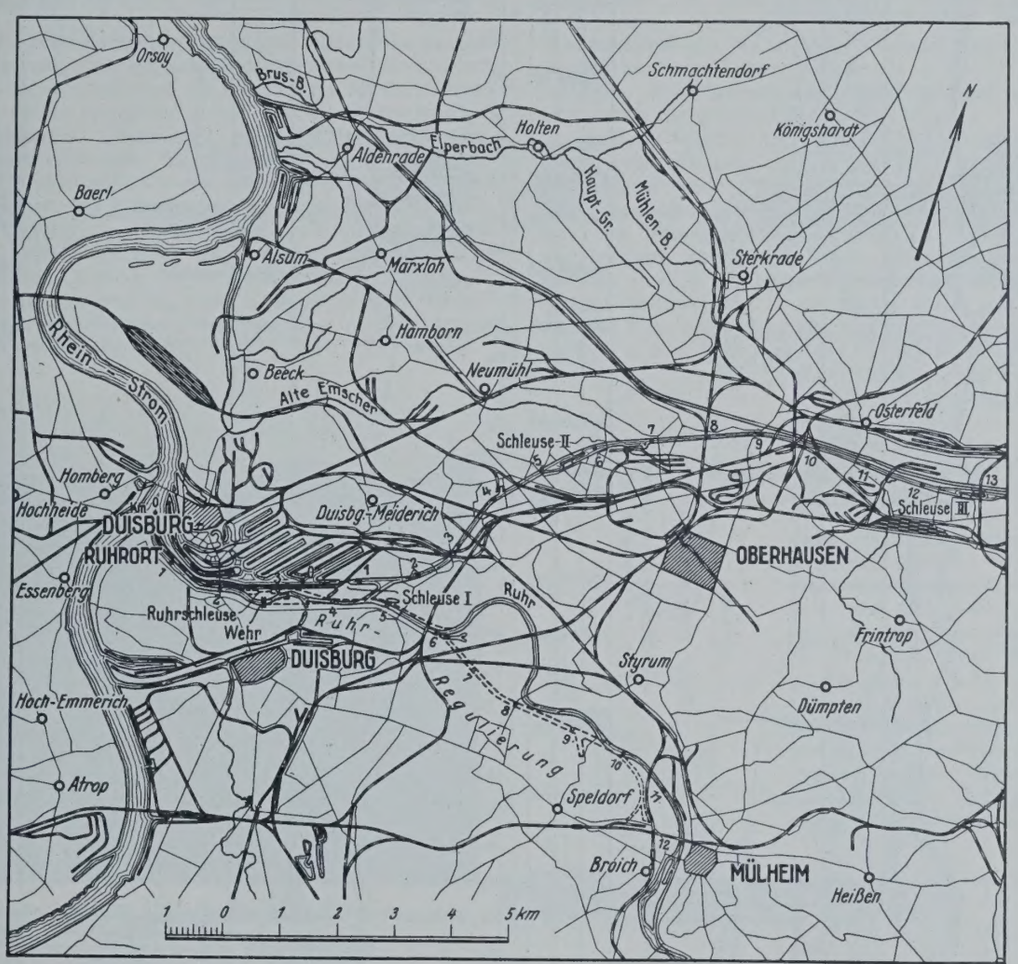


Abb. 1.

Die Bauarbeiten für den Rhein-Herne-Kanal haben die Annahme, daß durch die Ausführung der Wasserhaltung im Eigenbetriebe die Veranschlagung der Bauarbeiten für die Unternehmer erheblich vereinfacht und geklärt wird und infolgedessen Streitigkeiten vermieden werden, vollauf bestätigt, denn während der siebenjährigen Bauzeit ist im Bereiche des Kanalbauamts Duisburg - Meiderich nicht ein einziges Schiedsgerichtsverfahren erforderlich geworden. Deshalb werden auch die äußerst schwierigen und umfangreichen Wasserhaltungsarbeiten für die zweite Mündungsschleuse zurzeit wiederum im Eigenbetriebe durch die Verwaltung ausgeführt. Besondere Ersparnisse sind der Verwaltung durch den Eigenbetrieb auch dadurch entstanden, daß dieselben Pumpen, Motoren, Anlasser, Rohrleitungen und sonstigen Pumpgeräte nacheinander bei den verschiedenen Brücken und zuletzt beim Bau der Schleuse I unter Hinzufügung von zwei großen Lokomobilen immer wieder verwendet wurden. Dieselben Geräte werden neuerdings auch noch für den Bau der zweiten Mündungsschleuse unter entsprechender Vermehrung wieder gebraucht.

1. Die Begründung des Eigenbetriebes.

Soweit die angegebenen Bauten umfangreiche Wasserhaltungsarbeiten erforderten, hat das Kanalbauamt die Wasserhaltung im Eigenbetriebe ausgeführt, um für die Veranschlagung und Vergebung der Arbeiten klare Verhältnisse zu schaffen. Die Kosten für die Wasserhaltung hängen nämlich vorwiegend von den nicht vorauszusehenden Witterungsverhältnissen während der Bauzeit und von der Bodenbeschaffenheit ab. Trotz der sorgfältigsten Bodenuntersuchungen (Abb. 2) können aber wider Erwarten kleinere undurchlässige Schichten und Bodenverwerfungen vorhanden sein, die für die Wasserhaltung große Bedeutung haben. Es ist aber für die Verwaltung ebenso wie für den Unternehmer vorteilhaft, daß das Wagnis bei der Vergebung der Arbeiten tunlichst vermindert wird, wenn es nicht ganz ausgeschaltet werden kann. Überschätzt ein Unternehmer nämlich die vorhandenen Schwierigkeiten, so entgeht ihm im allgemeinen der Auftrag, weil ein billigeres Angebot den Zuschlag erhält. Unterschätzt er sie jedoch, so erwachsen ihm Verluste, die unter Umständen sogar seinen Ruin herbeiführen können, während auch für die Verwaltung daraus Schwierigkeiten wie Nachforderungen, Streitigkeiten, Schiedsgerichte, Prozesse u. dergl. sich ergeben. Will sie dieses Übel vermeiden, so kann sie nur einem teureren Angebot den Zuschlag erteilen und verschwendet Geld, sofern sich die Verhältnisse während des Baues günstiger gestalten als vorauszusehen war, während der Unternehmer einen ungerechtfertigt hohen Gewinn hat.

Bevor auf ihn näher eingegangen wird, werden jedoch zunächst die Grundwassersenkungsarbeiten für die Widerlager der Straßen- und Eisenbahnbrücken sowie für den Bau der Schleuse I beschrieben, deren Erfahrungen nunmehr beim Bau der zweiten Mündungsschleuse in ausgiebiger Weise verwertet werden.

2. Die Versuchsarbeiten am südlichen Widerlager der Karlstraßenbrücke.

a) Allgemeines. An der Karlstraßenbrücke bei km 3,6 + 15,5 des Rhein-Herne-Kanals bestand der Untergrund nach den Bohrergebnissen, von dem auf etwa NN + 32,70 m liegenden Gelände aus gerechnet, aus Mutterboden 0,30 m, Sand 3,45 m, Sand und Kies 1,85 m und grobem Kies 7,60 m stark.

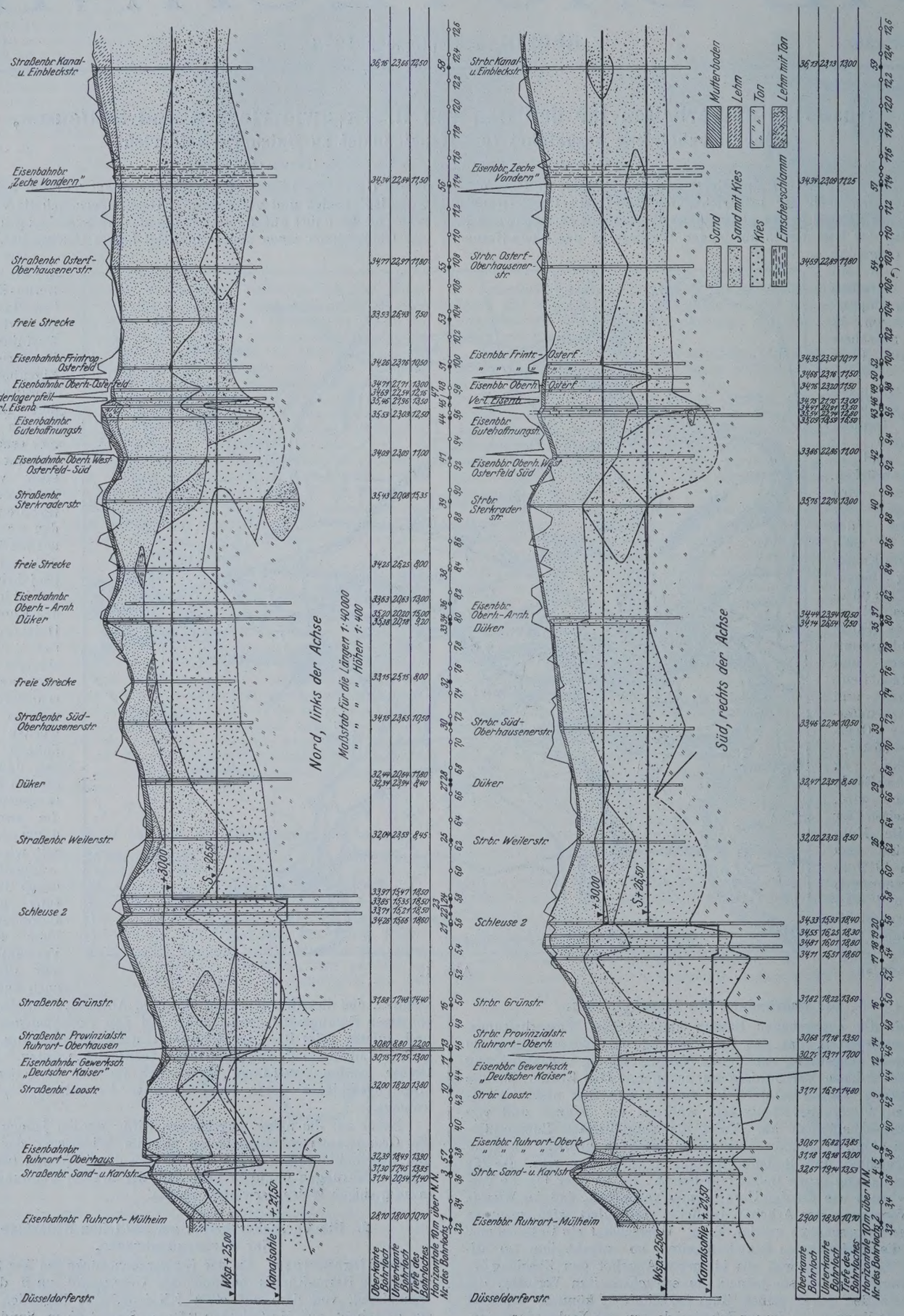


Abb. 2. Bodenuntersuchungen.

Der grobe Kies war fest gelagert und von roten eisenhaltigen Schichten durchzogen. Er enthielt Findlinge bis zu 0,30 m Stärke. Unter ihm lagerte in Höhe von NN + 19,47 m fester und vollkommen undurchlässiger Geschiebemergel. Der Grundwasserspiegel lag zu Beginn der Pumparbeiten etwa auf NN + 26,50 m. Da die Unterkante der massiven Widerlager auf NN + 22,50 m — d. h. 1 m über die Kanalsohle — zu legen war, so wurde eine Gründung zwischen Spundwänden wegen der schwierigen Rammung durch den groben Kies nicht für zweckmäßig erachtet, sondern der Herstellung einer offenen Baugrube unter Absenkung des Grundwasserspiegels durch Röhrenbrunnen der Vorzug gegeben.

Obwohl die weiteren Entwurfsunterlagen für die Widerlager und den eisernen Überbau noch nicht feststanden und somit eine Unterbrechung der Bauarbeiten nach Beendigung der Grundwassersenkungsarbeiten eintreten mußte, wurde lediglich versuchsweise zur Sammlung von Erfahrungen für die weiteren Wasserhaltungsarbeiten zunächst das südliche Widerlager, und zwar vorläufig auch nur bis auf NN + 27,50 m gebaut, d. h. bis etwa 1 m über dem gewöhnlichen Grundwasserspiegel.

Um für diesen Versuch durch wechselseitiges Ausschalten benachbarter Röhrenbrunnen möglichst genauen Aufschluß über die dadurch erzielten Wirkungen zu erhalten, und die Erfahrungen für die anderen Brückengründungen später verwerten zu können, wurde der Abstand der einzelnen Filterbrunnen voneinander möglichst gering gewählt, zumal nach den Bohrergebnissen die Oberfläche der Mergelschicht nur 3 m unter der Gründungstiefe des Widerlagers lag. Es wäre daher zwecklos gewesen, die Filterbrunnen tief in den Mergel abzuteufen, weil die Kegelspitze der abgesenkten Grundwasserkurven für jeden Brunnen doch nicht unter die Höhe der Mergeloberfläche hätten sinken können und hiermit die tiefste Lage für die Unterkante des Saugrohrs ohne weiteres gegeben war. Deshalb wurden im südlichen Widerlager nach Ausschachtung der Baugrube bis zum Grundwasserspiegel 14 Filterrohre abgeteuft.

Abb. 3. Versenken der Mantelrohre zum Einbauen der Filterrohre.

b) Die Bohrarbeiten. Die Bohrarbeiten wurden zunächst nach dem üblichen Verfahren mit 300 mm weiten Bohrrohren unter Verwendung von Ventilbohrern ausgeführt. Diese Arbeiten erwiesen sich aber in dem fest gelagerten und recht groben Kies als schwierig und zeitraubend. Sofern das Bohrrohr auf große Steine oder sonstige Hindernisse stieß, mußten sie erst mit schweren Stangenmeißeln zerschlagen werden. Gelang dies nicht, so wurde das angefangene Bohrloch ganz aufgegeben und daneben von neuem gebohrt. Um diese Schwierigkeiten zu vermeiden, wurden später in der nördlichen Widerlagerbaugrube Stahlmantelrohre von 1 m Lichtweite verwandt und der Boden nicht mehr mit einem Ventilbohrer, sondern mit einem kleinen Greifer ausgehoben, dessen Seil über eine an einem Dreibeinbock aufgehängte Rolle geführt und mittels Dampfwinde bewegt wurde (Abb. 3). Obwohl nunmehr 1 m weite Bohrlöcher hergestellt wurden, gingen die nur unbedeutend teureren Bohrarbeiten rascher vonstatten, als bei den 300 mm weiten.

Unter Ausnutzung der größeren Bohrlochdurchmesser wurden dann statt der 200 mm weiten Filterrohre solche von 500 und 600 mm Durchm. verwendet; soweit aber 200 mm weite bereits vorhanden waren, wurden immer zwei nebeneinander in dasselbe Bohrloch gesteckt. Diese Änderung war auch insofern wirtschaftlicher, als einerseits die Pumpen seltener abschlugen, weil nun um jedes Saugrohr eine größere Wassermenge vorhanden war und der Wasserspiegel in den Filtern nicht mehr so plötzlich abfiel wie früher, und als anderseits ihr Abstand bei Verwendung weiterer Filter größer genommen werden konnte. Da diese beim Versuch an der Karlstraßenbrücke erzielten Verbesserungen sich als zweckmäßig erwiesen, wurden sie auch bei den weiteren Bauten beibehalten, nur mit dem Unterschiede, daß einige Unternehmer statt der Greifer Vertikalbagger zum Entfernen des Bodens innerhalb der 1 m weiten Mantelrohre verwandten.

c) Die Filterbrunnen. Bei Grundwassersenkungen sind zur Ersparnis besonderer Filterrohre früher häufig die Saugrohre unmittelbar als Filterrohre verwendet worden, indem sie auf der untersten Länge durchlöchert und mit Kupfertressen umwickelt wurden. Sie wurden gleich in das fertiggestellte Bohrloch hineingesteckt, bevor das Mantelrohr gezogen wurde. Bei Verstopfung oder sonstigen Nachteilen können diese Filtersaugrohre später aber nicht mehr herausgenommen und gereinigt werden; auch können sie zum Inbetriebsetzen der Pumpen nicht mit Wasser gefüllt werden, weil wegen ihrer Löcher im unteren Teil das Anbringen von Fußventilen keinen Zweck hätte. Schließlich haben sie auch den Nachteil, daß der Wasserspiegel nur bis zu ihrer obersten Durchlöcherung abgepumpt werden kann, weil dann Luft durch sie eintritt und die Pumpen abschlagen. Die Filtersaugrohre müßten daher etwas tiefer abgeteuft werden als die gewöhnlichen Filterrohre.

Anfangs wurden hier nun Filterrohre mit einem lichten Durchmesser von 200 mm, später von 500 mm und zuletzt von 600 mm Durchm. verwendet. Sie bestanden aus Zinkblech von 2 mm Wandstärke und waren mittels Schrauben, die versenkte Köpfe hatten, damit sie beim Herausziehen der Rohre aus dem Boden nicht abgerissen wurden, aus mehreren Schüssen zusammengesetzt; der untere Teil war aus zwei je 2 m langen Schüssen zusammengesetzt und mit rechteckigen Schlitzen von 18 mm Länge und 2 mm Breite versehen, der obere, 1,5 m lange dagegen der Kostenersparnis halber ungelocht (Abb. 4 u. 5). Zum Einsetzen in die Bohrlöcher und Herausziehen nach Beendigung der Pumparbeiten war oben am Filterrohr ein Bügel mit Bolzen gelenkig befestigt.

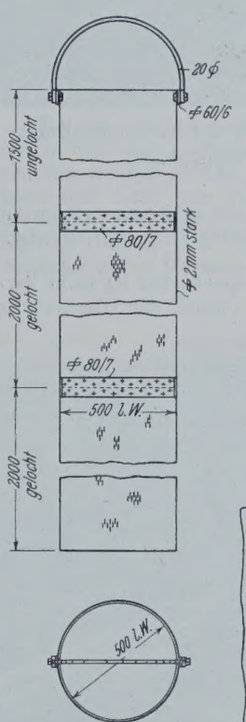


Abb. 4. Filterrohr mit Aufhängebügel.

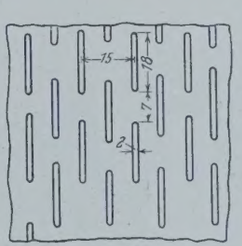


Abb. 5. Filterblech.

Die Filterrohre wurden nicht mit Kupfertressen umwickelt, weil sie bei unreinen und von lehmigen Bestandteilen durchsetzten Bodenschichten leicht verschlammen und dann die Grundwassersenkungsarbeiten erschweren würden. Zum Ersatz sollte die um sie herum eingebrachte Kiesschicht dienen, was sich bei den weiteren Arbeiten auch als durchaus zweckmäßig ergeben hat. Zu berücksichtigen ist ferner, daß die Kupfertressen recht kostspielig sind und beim Herausziehen der Filterrohre aus dem Boden leicht beschädigt werden, so daß sie vor weiterer Verwendung erst wieder hätten erneuert werden müssen.

Sobald ein Bohrrohr bis zum Mergel abgeteuft war, wurden die Filterrohre eingesetzt, der Zwischenraum zwischen Bohr- und Filterrohr mit grobem Kies ausgefüllt und zuletzt das Mantelrohr mit Flaschenzug vom Dreibein aus hochgezogen, um beim nächsten Bohrloch von neuem wieder verwendet zu werden. Damit verhindert wurde, daß dabei auch das Filterrohr infolge der durch den Kies hervorgerufenen Reibung mit hochgezogen wird, wurde der Kies nicht gleich in voller Höhe eingebracht, sondern immer nur etwa in Höhen von 1 m. Wenn dann das Bohrrohr auf diese Höhe angehoben war, wurde wieder 1 m Kies hoch eingefüllt, bis das Mantelrohr schließlich ganz gezogen war.

d) Die Saugleitung. In jeden Filterbrunnen wurde ein schmiedeisernes Saugrohr mit Flanschen von 100 mm Lichtweite und 5 mm Wandstärke eingehängt. Unten war ein Fußventil und oben ein 90°-Krümmer mit 26 mm weitem Stutzen mit Gewinde und Messingverschluß angeschraubt. Der Stutzen sollte zum Füllen des Saugrohres mit Wasser dienen, falls das betreffende Saugrohr nach dem Reinigen wieder in Betrieb zu nehmen war. An jeden Krümmer schloß ein

Absperrschieber und daran ein T-Stück von 100/250 an. Die Enden der T-Stücke wurden durch 250 mm starke schmiedeiserne galvanisierte Flanschenrohre von 250 mm Innendurchmesser und 15 mm Wandstärke miteinander verbunden. In die Fugen zwischen den Flanschen wurden Gummiringe zum Dichten eingelegt. Die ganze Saugleitung wurde als geschlossener Ring verlegt, und zwar nicht auf ein in der Baugrubenböschung angelegtes Bankett, sondern vor die Böschung, um an Erdarbeiten zu sparen, auf ein leichtes Holzgerüst, das sich auf etwa 1,5 m lange Rundpfähle stützte.

Zwecks Erzielung eines ungestörten Pumpbetriebes ist beim Verlegen der Leitungen besonderer Wert darauf zu legen, daß Wassersäcke in den Saugleitungen unter allen Umständen vermieden und überall, wo dies nicht möglich sein sollte, Entlüftungsventile vorgesehen werden. Die Saugleitungen müssen stets mit Steigung — mindestens 1:200 — in der gleichen Richtung, wie das Wasser in ihnen fließt, verlegt werden, damit die eingedrungene Luft in den Saugleitungen sich nicht festsetzen kann, sondern nach den Pumpen zur Druckleitung mitgerissen wird. In liegenden Saugleitungen sind die Schieber nicht mit dem Handrad nach oben (Abb. 6 u. 8), sondern schräg nach unten (Abb. 7 u. 10) einzubauen, da andernfalls im Dom des Schiebers die mitgerissene Luft sich ansammelt, die Saugwirkung der Pumpen immer mehr verringert und schließlich ihr Abschlagen herbeiführt.

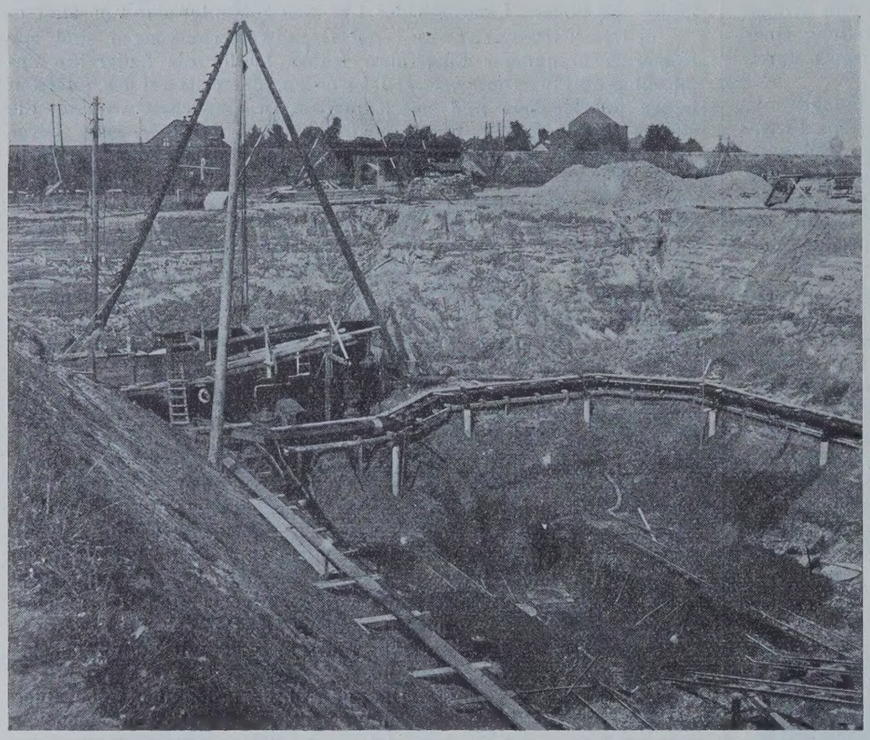


Abb. 6. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Baugrube mit Pumpenhaus.

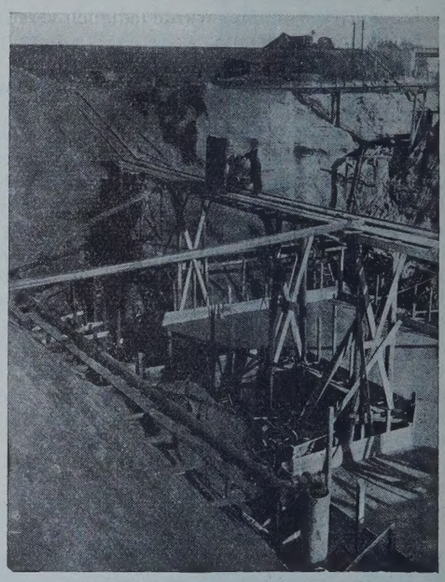


Abb. 7. Nördliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Betonierungsarbeiten.

Häufig schlagen sie auch ab, wenn bei einem Filterbrunnen weniger durchlässige Schichten oder Nester vorhanden sind. Welcher Filterbrunnen dies ist, ist durch Messen der abgesenkten Wasserspiegelhöhen in den verschiedenen Filterbrunnen leicht festzustellen. Der Schieber des aus diesem Brunnen pumpenden Saugrohrs ist dann so weit zu drosseln, bis sein Wasserspiegel auf die Höhe der übrigen angestiegen ist. Mit einfachsten Mitteln sind die Wasserstandshöhen der verschiedenen Filterbrunnen dadurch festzustellen, daß man in sie kleine

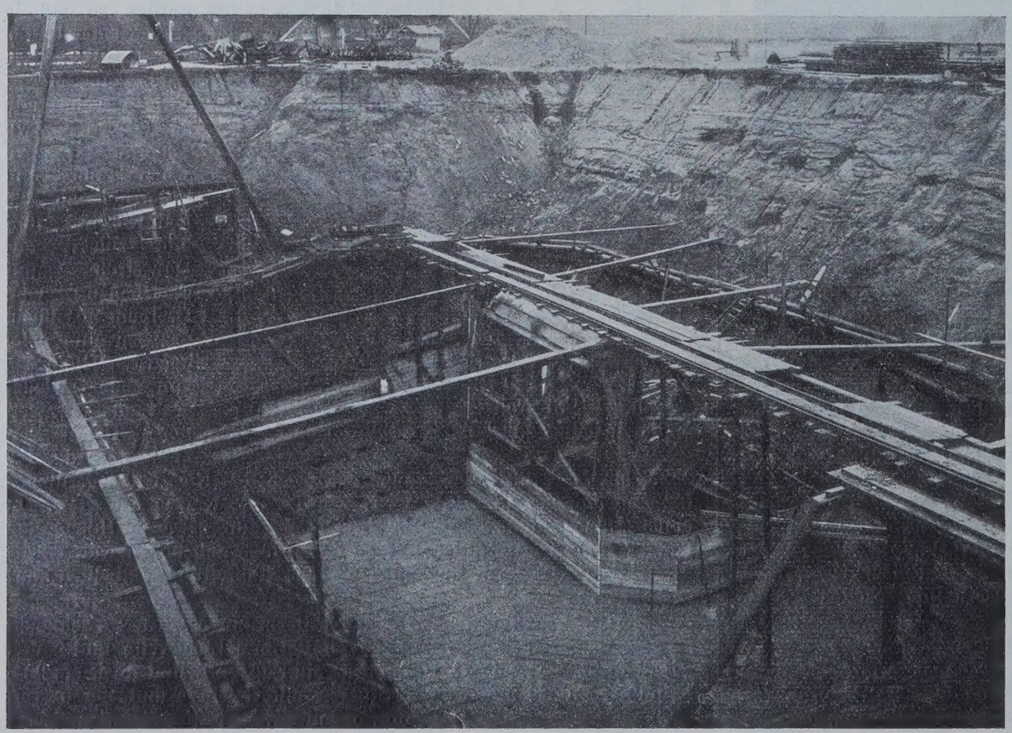


Abb. 8. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Bausohle mit Eisenrost.

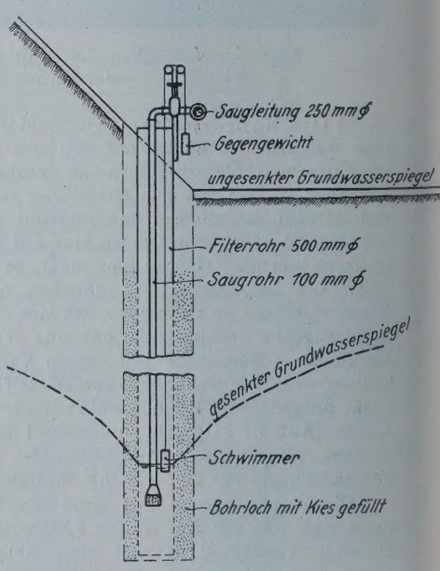


Abb. 9. Filterbrunnen mit Saugleitung und Wasserstandsanzeiger.

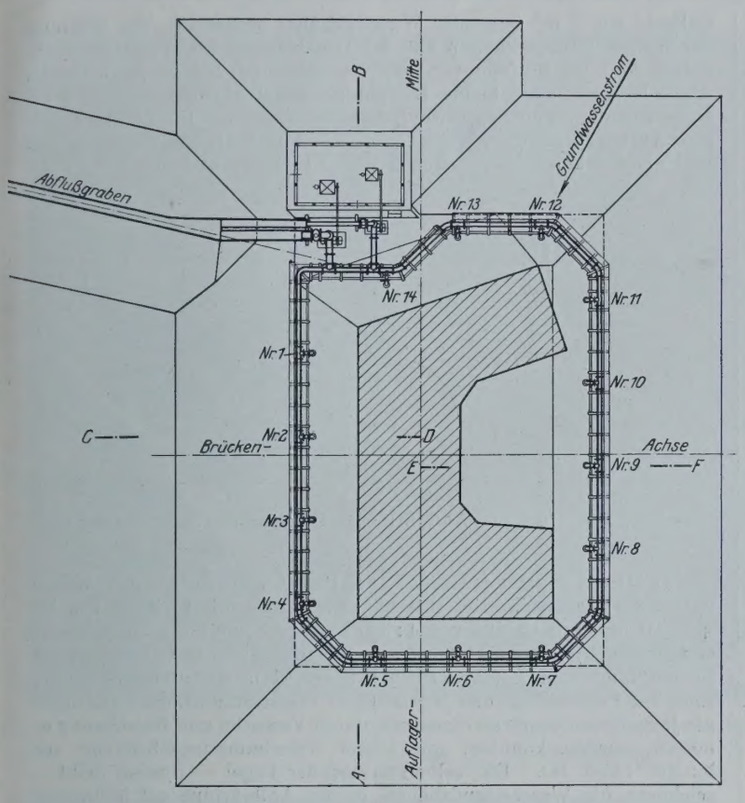


Abb. 11a. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Grundriß der Grundwassersenkungsanlage.

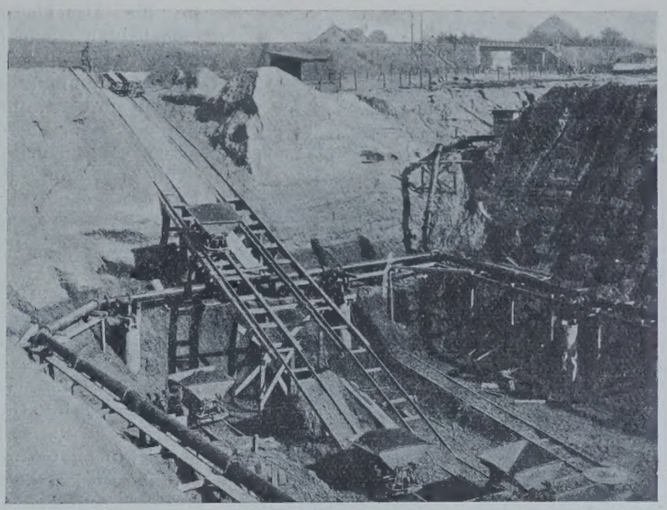


Abb. 10. Nördliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Erdarbeitsaufzug.

Schwimmer aus hohlen Blechzylindern hängt, die mit Gegengewichten mittels kleiner Rollen zwangläufig verbunden werden. Die Gegengewichte geben dann ohne weiteres Aufschluß über die jeweiligen Wasserspiegelhöhen der Filterbrunnen (Abb. 9).

e) Die Pumpanlage. In der Nordostecke zwischen den beiden Brunnen Nr. 1 u. 14 (Abb. 11a u. b) wurde die Pumpanlage aufgestellt, weil von hier auf kürzestem Wege durch einen rd. 4 m tief auszuschachtenden Graben das Pumpwasser einer in der alten Straße liegenden städtischen Entwässerungsleitung zugeführt werden konnte, Die Pumpanlage bestand aus zwei Pumpaggregaten, wovon das eine als Ersatz dienen sollte. Von den beiden Niederdruckkreiselpumpen hatte die stärkere eine lichte Stutzenweite von 350 m mit einer Höchstleistung von 250 l/Sek. bei 10 m manometrischer Förderhöhe und der zugehörige mittels Riemenübertragung angeschlossene Drehstrommotor eine Dauerleistung von 50 PS. Diese Leistung konnte durch Zuhilfenahme der Ersatzpumpe von 250 mm Stutzenweite, deren Antriebsmotor 35 PS hatte, auf 450 l/Sek. gesteigert werden. Vor und hinter jeder Pumpe war ein Wasserschieber eingebaut, um beide Pumpen abwechselnd ohne Unterbrechung des Betriebes laufen lassen und durch Drosselung der Schieber die Saugwirkung regeln zu können.

Bei zu starken Leistungen der Pumpen schlagen sie leicht ab weil infolge allzu großer Saugwirkung der Wasserstand in den Filterbrunnen rascher absinkt, als das gesenkte Grundwasser ihnen zufließen kann und dann von unten her Luft in die Saugleitungen eintritt. Diesem Übel kann entweder durch Drosseln der

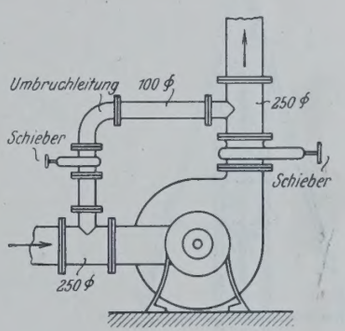


Abb. 12.

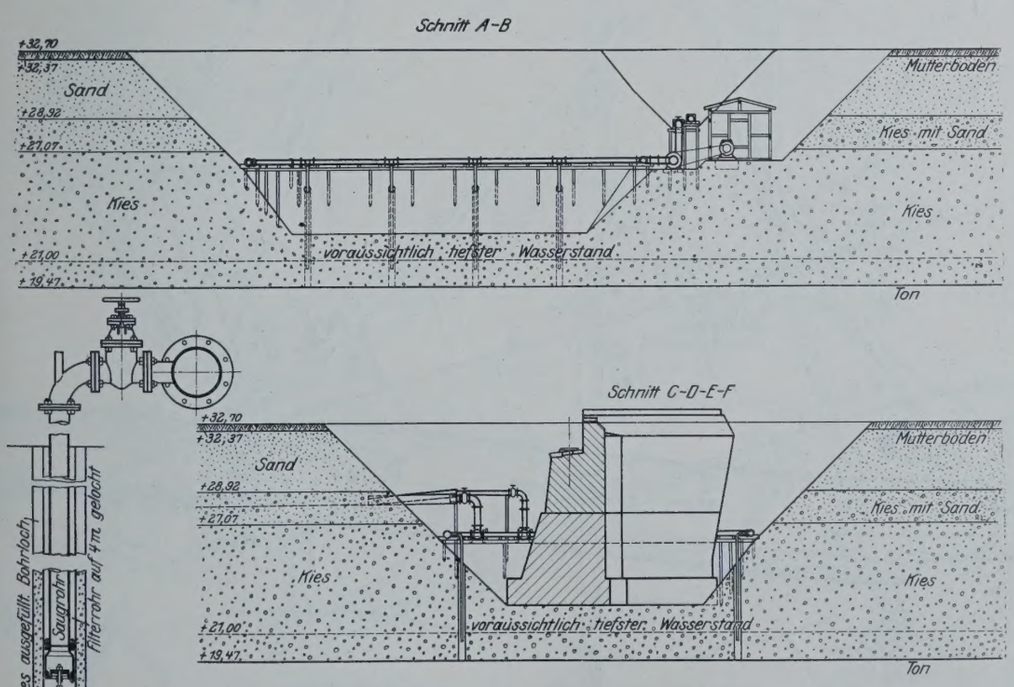


Abb. 11b. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Querschnitte durch die Baugrube.

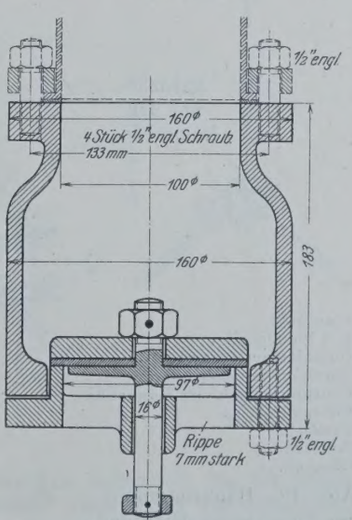


Abb. 13. Fußventil des Saugrohrs.

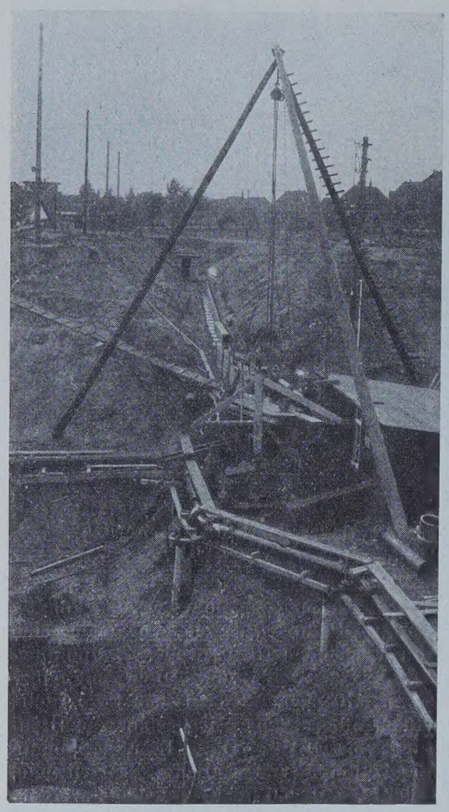


Abb. 14. Karlstraßenbrücke Entwässerungsrinne mit Pegelhaus.

in die Druckleitung eingebauten Schieber oder, wenn die verwendete Pumpe erheblich zu stark ist, durch Einbau einer besonderen Umbruchleitung (Abb. 12) für jede Pumpe abgeholfen werden. (Vergl. Zeitschrift für Bauwesen 1909, S. 518 u. Forts.)

f) Der Pumpbetrieb. Beim Beginn oder nach jedesmaligem Aussetzen wird der Pumpbetrieb am leichtesten dadurch in Gang gesetzt, daß die ganze Saugleitung mit Wasser gefüllt wird. Zu diesem Zwecke wurden alle Saugleitungen mit Fußventilen (Abb. 11 b u. 13) versehen. Liegt eine Wasserleitung in der Nähe, so wird die Saugleitung zweckmäßig an sie angeschlossen. Bei der Grundwassersenkung für den Bau der Karlstraßenbrücke war außer dem Anschluß an die städtische Wasserleitung noch auf dem Gelände ein 3 m³ fassender Wasserbehälter aufgestellt, der während der Wasserhaltungsarbeiten aus der Druckleitung der Wasserhaltungsanlage und im Notfalle von der Wasserleitung her gespeist wurde. Außerdem war eine kleine Luftpumpe mit Elektromotor von 4 PS Dauerleistung an die Saugleitung angeschlossen. Die Luftpumpe wurde zum Ansaugen benutzt, wenn irgend ein Fußventil nicht dicht schloß und nicht bekannt war, welches Ventil in Betracht kam.

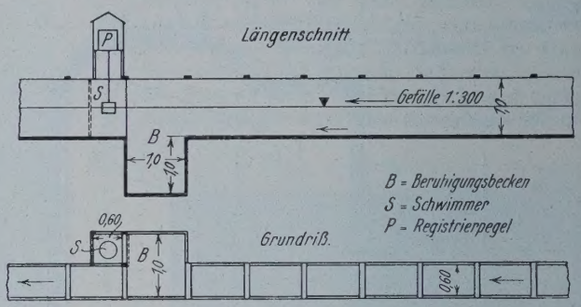
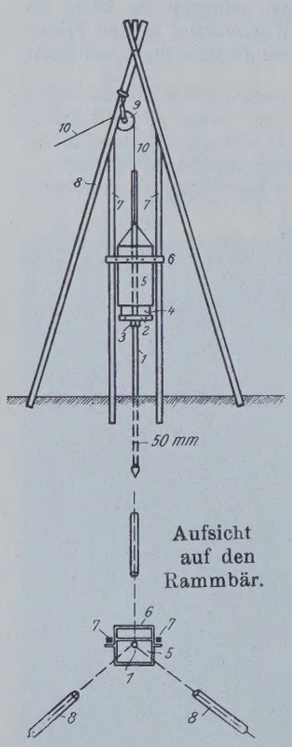


Abb. 16. Hölzerne Abflußrinne mit Wassermeßvorrichtung.

g) Die Wassermessung. Die Pumpen förderten das Wasser durch die Druckrohre in eine hölzerne Rinne, die in Höhe von NN + 28,20 und mit Gefälle von 1 : 300 auf der Sohle eines 50 m langen Grabens verlegt war und das Wasser einer städtischen Entwässerungsleitung unmittelbar zuführte (Abb. 14). Die Rinne war an ihrem unteren Ende zur Feststellung ihrer jederzeitigen Wasserstandshöhen, aus denen die jeweiligen Pumpwassermengen durch Versuche und Berechnung ermittelt werden konnten, mit einem Schwimmerpegelbrunnen verbunden (Abb. 16). Ein selbstschreibender Pegel — System Seibt — zeichnete die Wasserstandshöhen in der Abflußrinne auf Millimeterpapier dauernd auf, so daß durch Planimetrieren der so entstandenen



1 Standrohr.
2 u. 3 Rohrschellen.
4 Durchlochter Futterklotz.
5 Durchlochter Rammbär.
6 Führungsschelle am Rammbär.
7 Führungslatten.
8 Dreibock.
9 Seilscheibe.
10 Zugseil.

Abb. 15. Handzugramme zum Einschlagen der Standrohre.

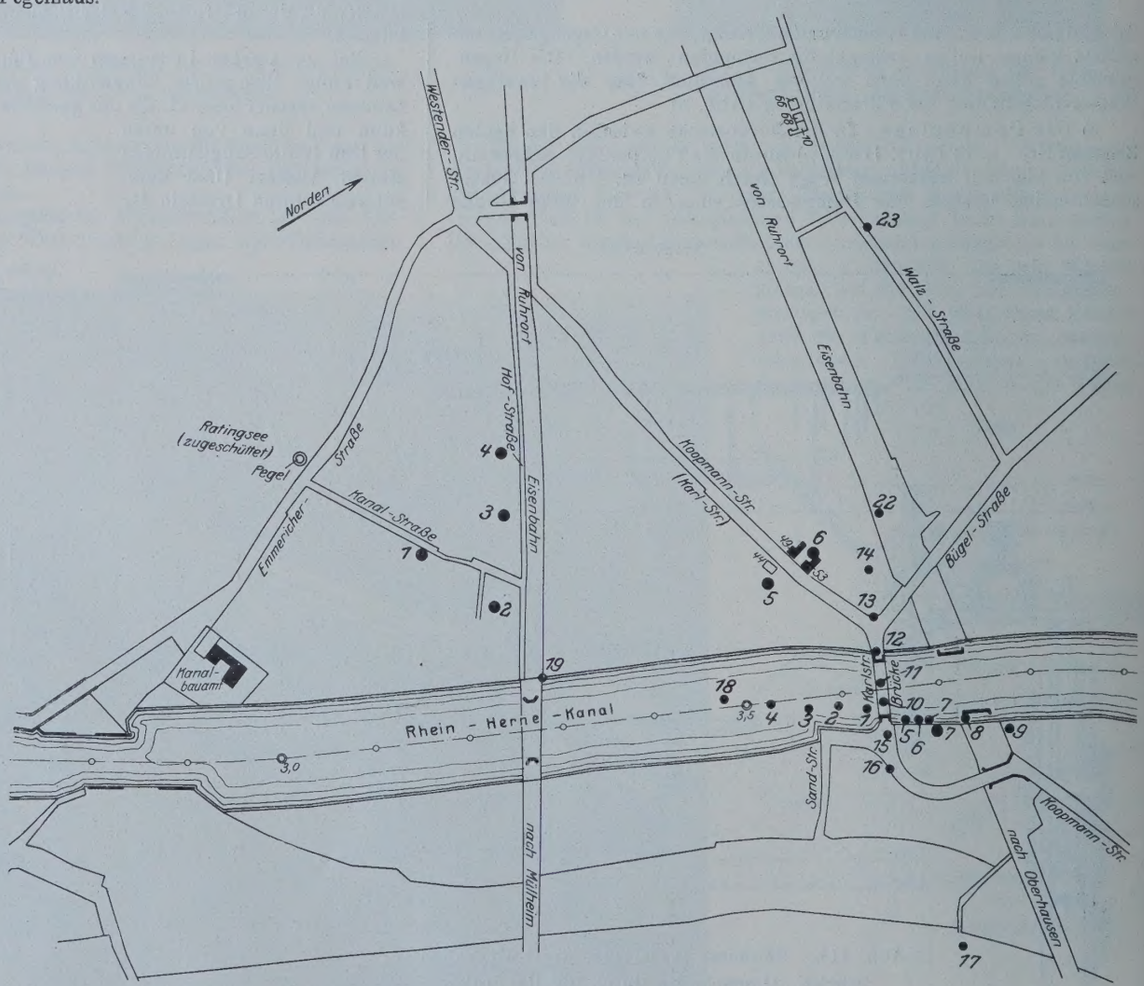


Abb. 17. Lageplan für die Grundwasserbeobachtungsrohre.

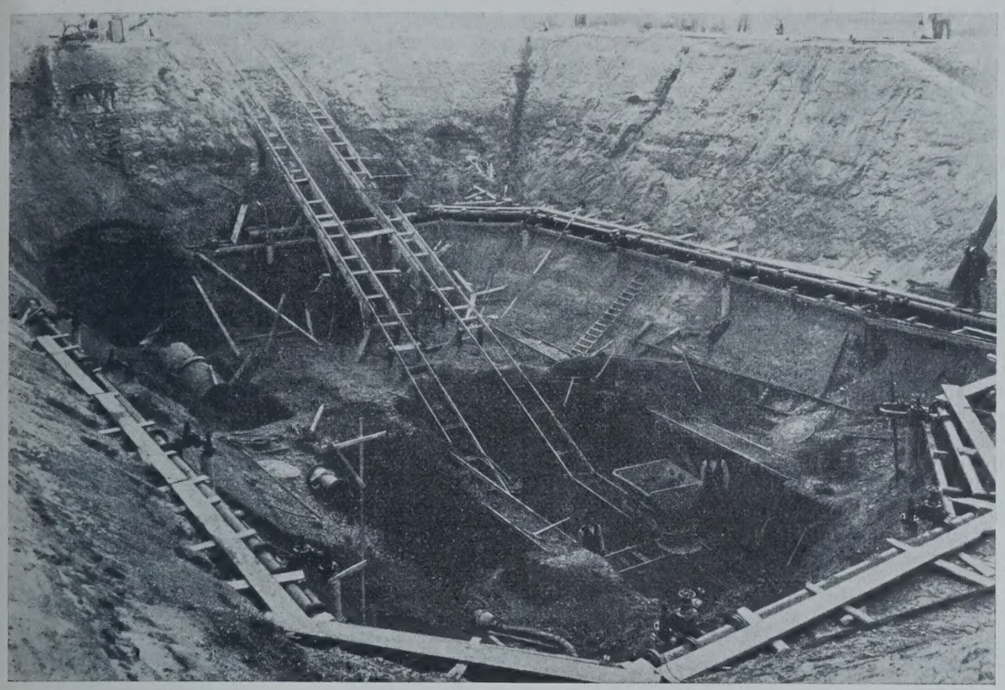


Abb. 18. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Aufzug für die Erdarbeiten.

Kurven die jeweiligen Pumpwassermengen festgestellt werden konnten. Da der selbstschreibende Pegel von einem verschlossenen Häuschen umgeben war, ermöglichte er zugleich eine Überwachung der Maschinisten bei Tag und Nacht, da die Pegelkurven auch die Zeit des Versagens der Pumpen genau festlegten.

waren unten zugespitzt und auf ihrer ganzen Länge durchlöchert, damit der Grundwasserstand in ihnen in gleicher Höhe sich einstellte wie in ihrer Umgebung, auch wenn einzelne Löcher verstopft waren. Sie wurden mit einem hölzernen Bären eingeschlagen, der in der Längsachse ein Loch hatte, durch das das Beobachtungsrohr hindurchführte (Abb. 15). In geringer Höhe über dem Erdboden wurden Schellen angebolzt, worauf der Bär nach jedem Hube aufschlug und dadurch das Rohr immer tiefer in den Boden hineindrückte. Zum Schutze gegen mutwilliges Verstopfen der Beobachtungsrohre wurde oben eine Verschlußklappe aufgesetzt, die nur mittels eines Schlüssels zu öffnen war. Zum Peilen wurde zweckmäßig Rangs Brunnenmesser verwendet (Abb. 20), der durch Pfeifen angibt, wann er bis zum Wasserspiegel abgelassen ist. Das Ergebnis der Standrohrbeobachtungen ist in Abb. 22 bis 24 dargestellt. Schon bei der Absenkung des Grundwassers um nur 5 m erstreckte sie ihre Wirkung bis auf eine Entfernung von etwa 500 m.

i) Das Ergebnis der Versuchsarbeiten. Die Pumparbeiten ergaben, daß im vorliegenden Falle trotz der hohen Lage des Mergels die Brunnen in erheblich gröserem Abstande — nämlich 9 bis 10 m — hätten angelegt werden können, da durch versuchsweises Ausschalten jedes zweiten Saugrohrs keine Nachteile für den Pumpbetrieb eintraten, und daß sie auf der der Grundwasserstromrichtung abgewendeten Seite der Baugrube sogar ganz hätten entbehrt werden können. Auch

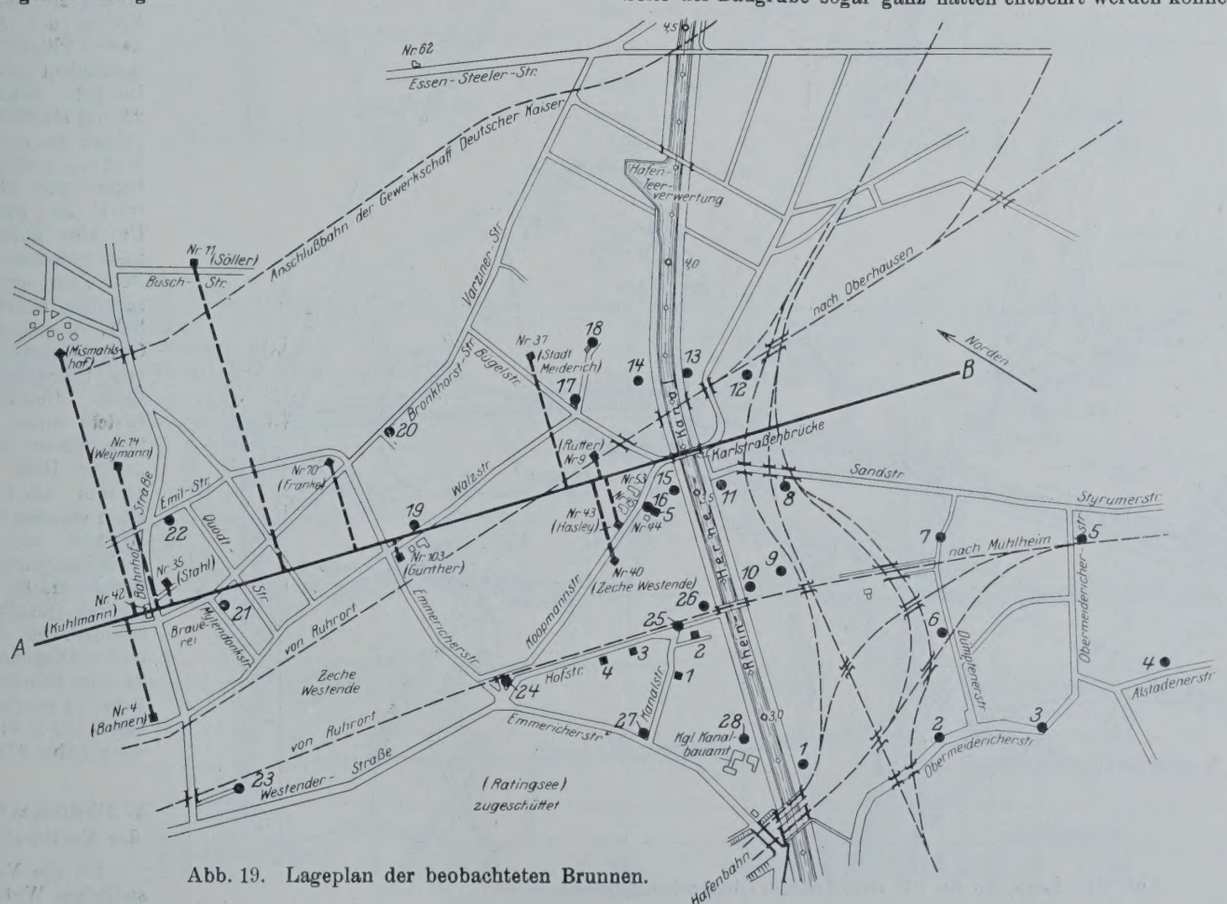


Abb. 19. Lageplan der beobachteten Brunnen.

h) Der Einfluß der Grundwassersenkung auf die Umgebung. Zur Feststellung der Einwirkung der Grundwassersenkung auf die Umgegend wurden Beobachtungsrohre (Abb. 17, 19 u. 21) von 50 mm Durchm. mittels Handzugramme (Abb. 15) geschlagen. Sie

die Maschinenanlage war zu reichlich ausgebaut, da die Ersatzpumpe überhaupt nicht gebraucht wurde und zur Absenkung des Grundwasserspiegels bis 1 m unter Betonunterkante nur 58 l/Sek. zu fördern waren. Von der tatsächlichen manometrischen Förder-

höhe von 7 m entfiel 1,50 m auf Reibungsverluste in den Rohrleitungen.

k) Die Bauarbeiten. Mit den Erdarbeiten für das südliche Widerlager wurde am 4. Mai 1908 durch den Bauunternehmer Friedrich Vollrath zu Wesel begonnen. Der Kostenersparnis wegen wurde vor dem Beginn der Bohrungsarbeiten der Boden bis zur Grundwasserhöhe ausgeschachtet. Der Aushub wurde dann auf 1 : 4 geneigten zweigleisigen Förderbahnen (Abb. 10 u. 18) mittels Dampfwinden in Kippwagen von $1^1/_4$ m³ Inhalt aufgezogen. Das Herstellen der 14 Bohrlöcher einschließlich des Einsetzens der Filterrohre und der ganzen Saugleitung nahm etwa 4 Wochen Zeit in Anspruch. Das Pumpen begann am 1. Juli 1908 und wurde am 1. August 1908 eingestellt, da am 31. Juli das nördliche Widerlager bis NN + 27,50 fertig betoniert war (Abb. 27). Abb. 25 zeigt die trockengelegte Baugrube.

Erwähnt sei hierbei noch, daß mit Rücksicht auf die im Industriegebiet infolge Bergbaues entstehenden Bodensenkungen beträchtliche Zugspannungen in den Fundamenten auftreten können, weshalb bei allen Brückenwiderlagern des Rhein-Herne-Kanals in die Sohle und unmittelbar unter den Auflagersteinen für den eisernen Überbau kräftige Eisenroste eingelegt wurden (Abb. 26). In Höhe von 0,10 m über der Fundamentunterkante wurden 25 Stück je 24 mm starke Längseisen (Abb. 26b) in Abständen von 10 cm an der Vorderseite

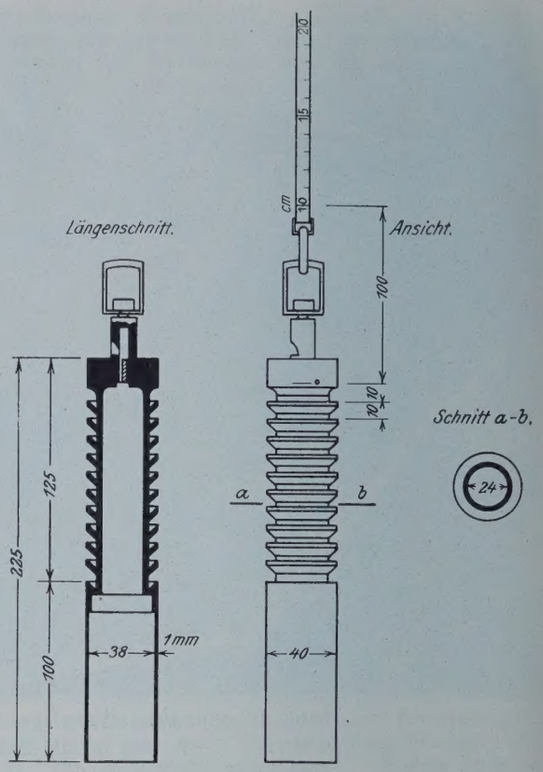


Abb. 20. Rangs Brunnenmesser.
Die Pettenkoferschen Schälchen verbunden mit Pfeife.

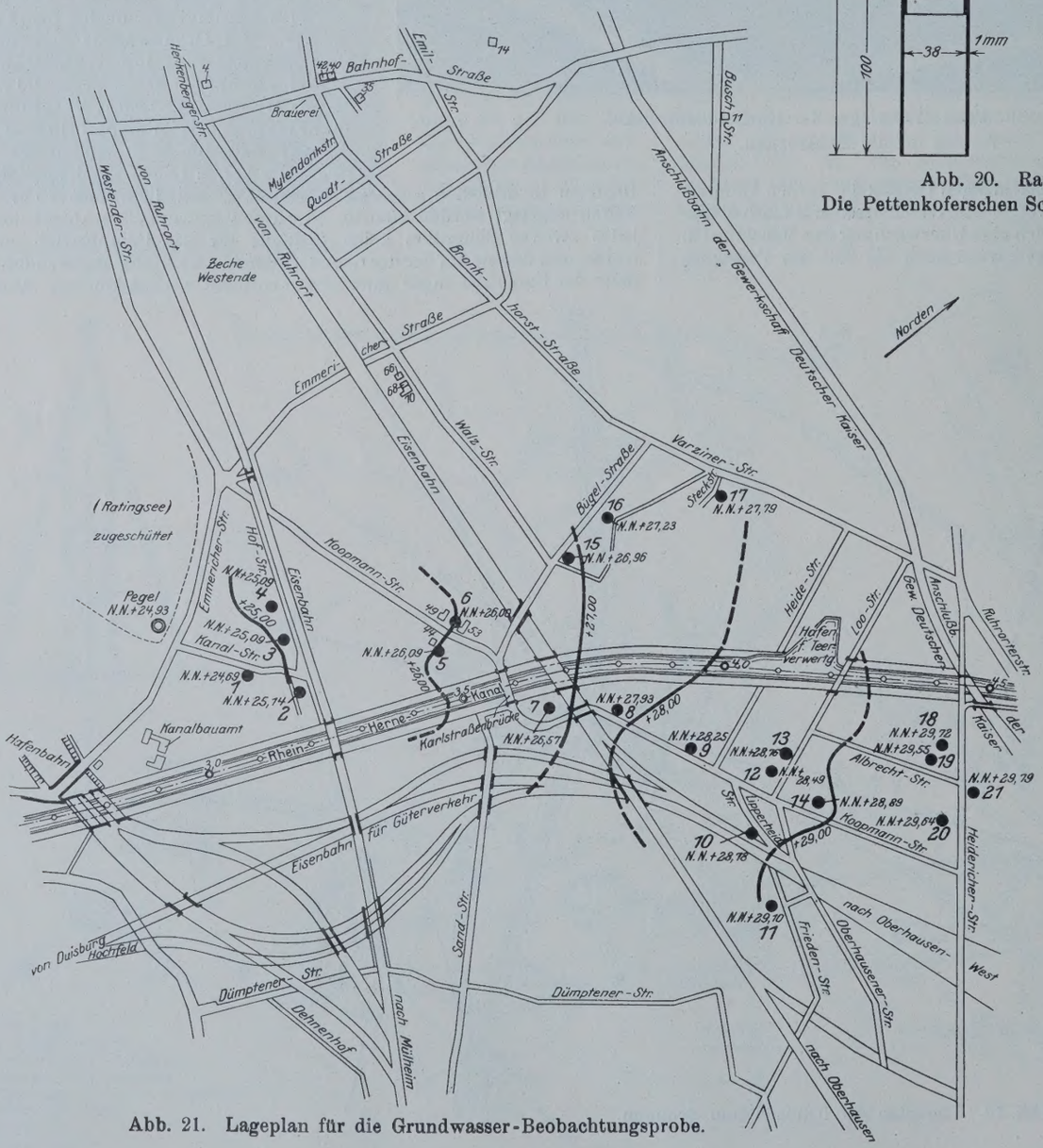


Abb. 21. Lageplan für die Grundwasser-Beobachtungsprobe.

und allmählich größer werdend bis zu 34 cm an der Rückseite des Widerlagers und ferner 50 Stück 10 mm starke Rundeisen rechtwinklig zu den Längseisen einbetoniert. Die Quereisen erhielten in der Mitte des Widerlagers 20 cm und an den beiden Seiten 35 cm Abstand. Die äußeren 30 Stück waren so lang, daß sie bis zu den Rückflächen der Flügel reichten. Außerdem wurden noch in jede Ecke 10 Stück 24 mm starke Schrägeisen gelegt, um eine feste Verbindung zwischen Widerlager- und Flügelmauerwerk zu gewährleisten. Um eine gute Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton zu erreichen, ist tadellose Arbeit erforderlich, wofür gerade die Grundwassersenkung mittels Röhrenbrunnen die beste Gewähr bietet. Gleich unter den Auflagersteinen wurde ein zweiter Rost aus 25 je 24 mm starken Längseisen eingelegt, die vorn 10 und hinten 15 cm Zwischenraum hatten, ferner aus 38 je 10 mm starken Quereisen in Abständen von etwa 35 cm und 9 Diagonaleisen von 24 mm Durchm. in jeder Ecke zwischen Widerlager- und Flügelmauerwerk (Abb. 26a).

3. Nördliches Widerlager der Karlstraßenbrücke.

Da die Versuche im südlichen Widerlager die Zweckmäßigkeit der Absenkung des Grundwassers mit Röhrenbrunnen erwiesen hatten und die Pumpgeräte nicht monatelang ohne Aufsicht auf der Baustelle bleiben konnten, wurde im Anschluß an die Versuchsarbeiten nach kurzer Unterbrechung auch der unter dem Grundwasser liegende

Teil des südlichen Widerlagers gebaut. Sobald hier die Erdarbeiten bis zum Grundwasser vorgeschritten waren, das inzwischen infolge der Einstellung der Pumparbeiten wieder angestiegen war, wurde die kleinere Pumpe mit 250 mm Stutzenweite im südlichen Widerlager wieder in Betrieb gesetzt und dadurch das Grundwasser im nördlichen Widerlager um rd. 2 m, d. h. bis auf etwa NN + 24,70 abgesenkt. Von dieser Höhe aus wurden dann die sechs Filterbrunnen versenkt, von denen die Brunnen b, c, d und e (Abb. 29) einen Abstand von je 7,70 m voneinander, die beiden Brunnen a und f, die dem Grundwasserstrom entfernter lagen, von 8,70 m erhielten. Auf der Westseite wurde zwischen *a* und *f* dagegen kein Brunnen angelegt, weil der Grundwasserstrom schon von den ihm näher liegenden abgefangen wird. Die sechs Bohrlöcher wurden nacheinander mittels 1 m weiter Bohrrohre ausgeführt, die während des Versenkens mit Eisenbahnschienen und Sandsäcken belastet wurden. Innerhalb der Bohrrohre wurden die Bodenmassen mit einem Greifer entfernt und zuletzt die 500 mm weiten Filterrohre eingesetzt, deren oberer ungelochter Schuß 1,5 und deren unterer gelochter 4 m lang und aus je 2 m langen Rohren zusammen gesetzt war. Zwecks Kostenersparnis wurde die Pumpanlage nicht erst zum nördlichen Widerlager umgesetzt, sondern die Saugleitung der neuen Baugrube mit der alten im südlichen Widerlager verbunden und die Verbindungsleitung nicht in einen deshalb auszuhebenden Graben verlegt, sondern als Heberleitung hergestellt (Abb. 29).

Um den Heberscheitel möglichst tief zu legen, wurde der zum Abfluß des Pumpwassers zur städtischen Entwässerungsleitung bereits ausgeführte Entwässerungsgraben, dessen Sohle etwa auf NN + 28,20 lag, benutzt und die Heberleitung auf die in ihm angelegte hölzerne Abflußrinne gelegt. Die Heberleitung erhielt eine Steigung von etwa 1 : 100 von dem nördlichen Widerlager in Richtung zur Pumpanlage

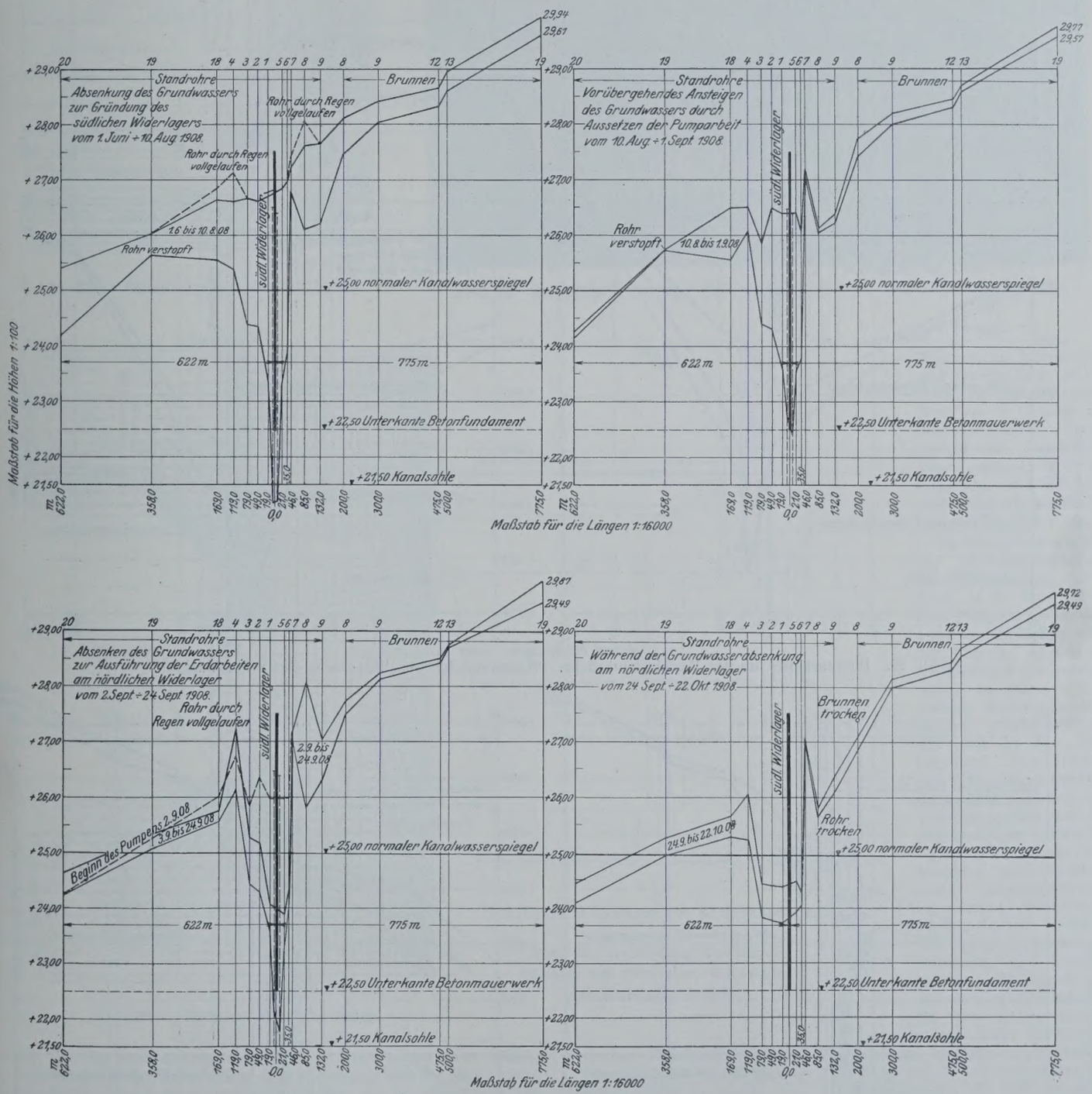


Abb. 22. Pumparbeiten an der Karlstraßenbrücke.
Wasserstandsbeobachtungen am südlichen Widerlager im Schnitt senkrecht zur Brückenachse (parallel Kanalachse) *)

*) Bemerkungen: Dargestellt sind die Grenzlinien, zwischen denen der Grundwasserstand geschwankt hat. Das Original mit sämtlichen Zwischenbeobachtungen befindet sich auf dem Wasserbauamt. Vereinzelte aus dem Rahmen fallende Beobachtungen sind weggelassen.

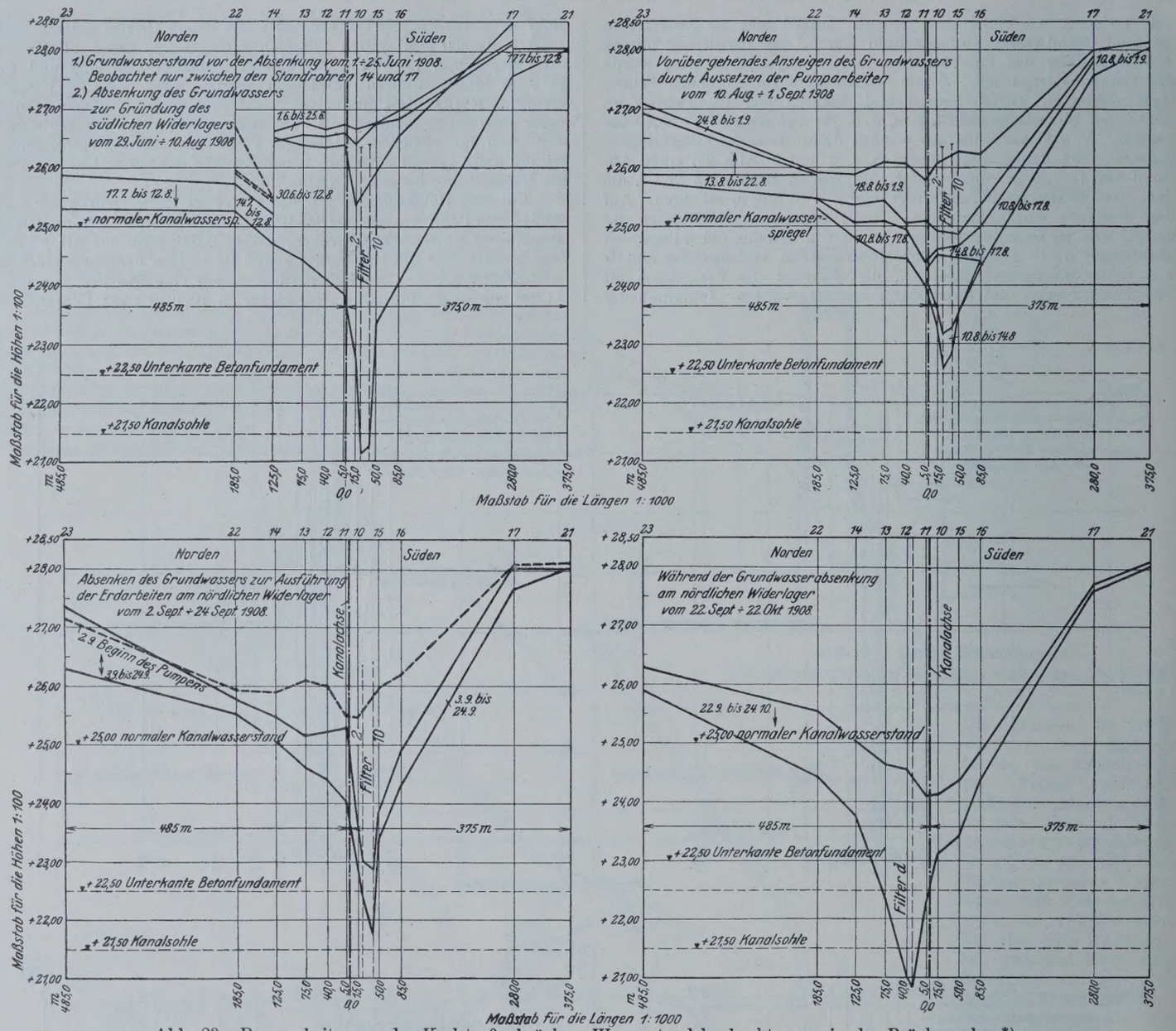


Abb. 23. Pumparbeiten an der Karlstraßenbrücke. Wasserstandsbeobachtungen in der Brückenachse.*)

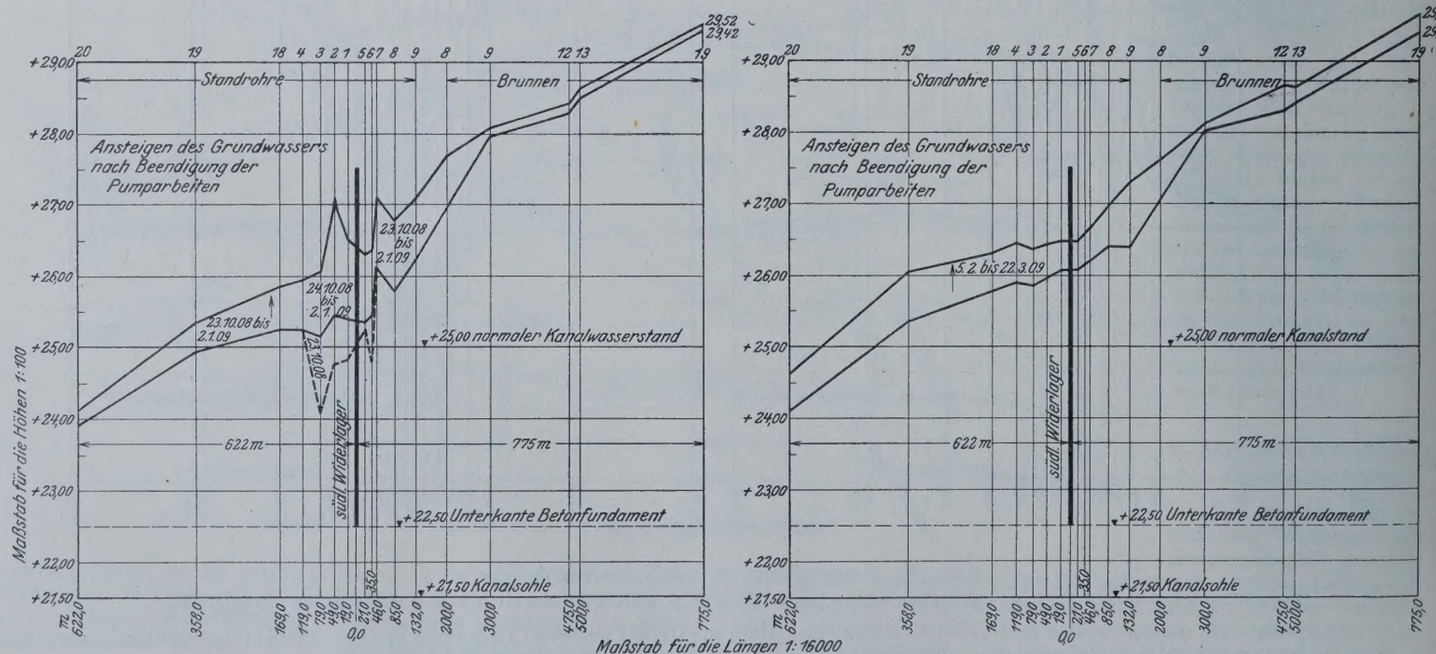


Abb. 24. Pumparbeiten an der Karlstraßenbrücke.
Wasserstandsbeobachtungen im Schnitt oder senkrecht zur Brückenachse (parallel Kanalachse).*)

*) Bemerkungen: Dargestellt sind die Grenzlinien, zwischen denen der Grundwasserstand geschwankt hat. Das Original mit sämtlichen Zwischenbeobachtungen befindet sich auf dem Wasserbauamt. Vereinzelte aus dem Rahmen fallende Beobachtungen sind weggelassen.

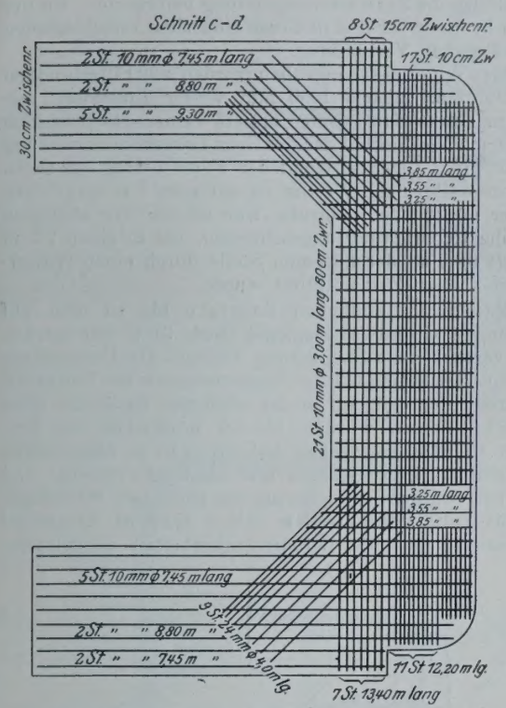


Abb. 26a. Eisenrost unter den Auflagern.

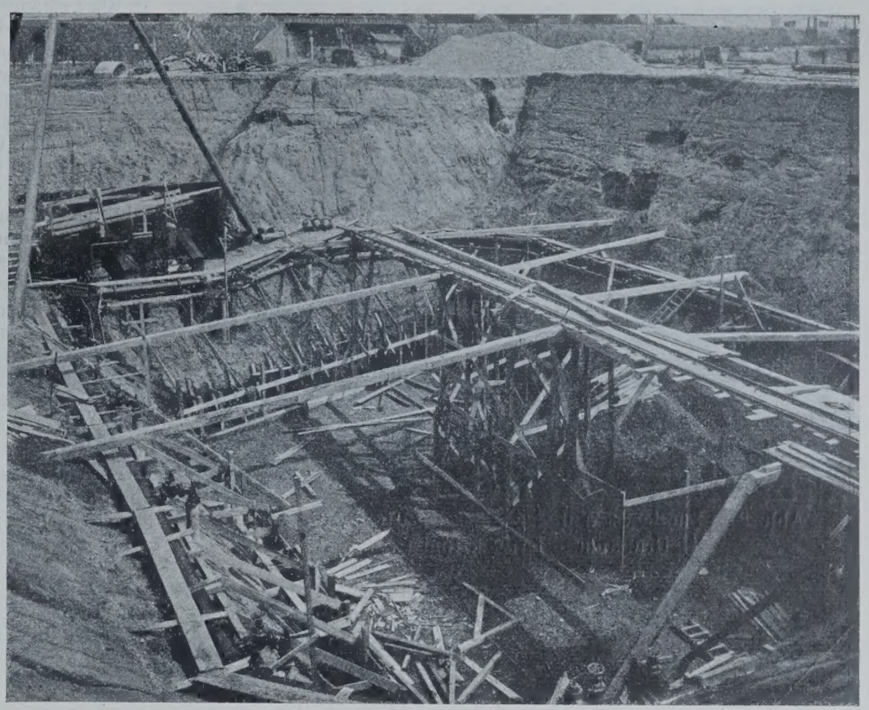


Abb. 25. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Bausohle trockengelegt.

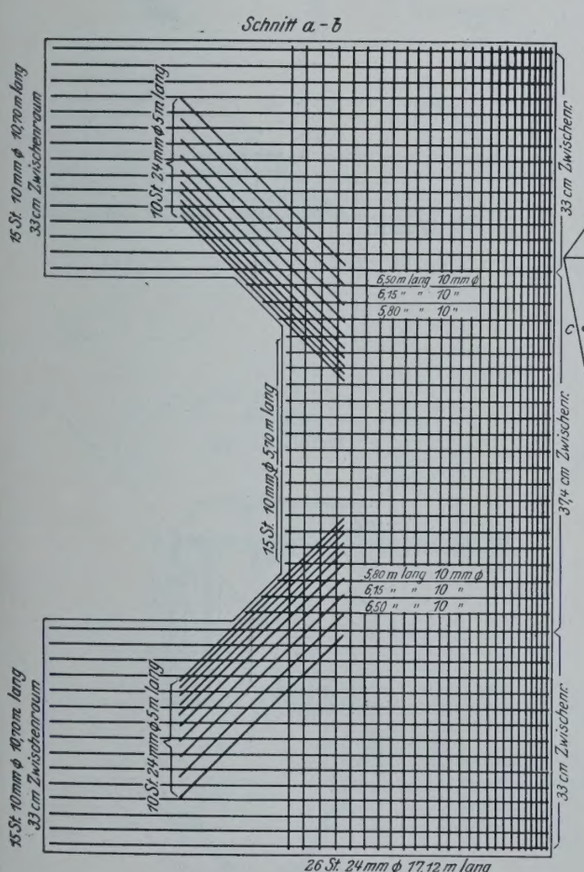
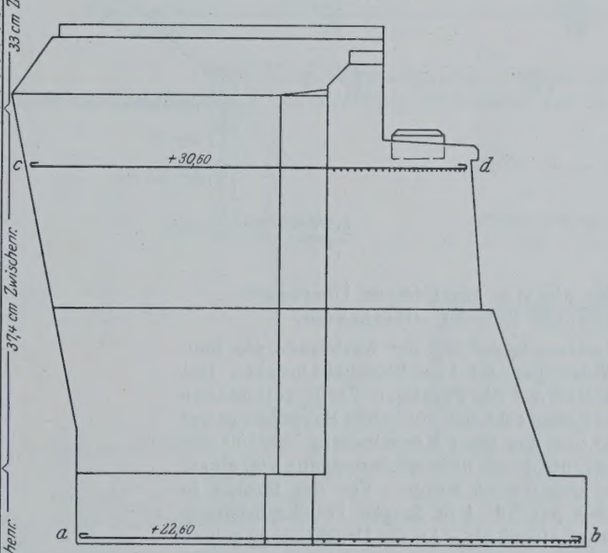


Abb. 26b. Eisenrost über der Sohle.



Nördliches Widerlager der Karlstraßenbrücke.

Abb. 26. Anordnung der Eiseneinlagen am nördlichen Widerlager der Karlstraßenbrücke.

hin. Da die beim Absaugen des Grundwassers mitgerissene Luft im Scheitelpunkte der Heberleitung sich ansammeln und die Saugwirkung allmählich verschlechtern mußte, wurde hier ein verschließbares Entlüftungsrohr und darauf Körtings Wasserstrahlluftsauger aufgesetzt, der an die städtische Wasserleitung angeschlossen und nur nach Bedarf auf kurze Zeit in Betrieb gesetzt wurde. Die Pumparbeiten für die Absenkung des Grundwassers in der nördlichen Baugrube zwecks Ausführung der Bohr-, Ausschachtungs- und Betonierungsarbeiten begannen am 2. September und wurden am 22. Oktober 1908 beendet, nachdem am 17. Oktober das Betonfundament fertiggestellt war. Der frühere Grundwasserstand in der Baugrube von NN + 26,50 stellte sich erst am 23. Februar 1909 wieder ein.

Der Stampfbeton wurde im Mischungsverhältnis von 1 T. Zement, 0,5 T. Traß, 4 T. Sand, 7 T. Kies hergestellt. Soweit seine Ansichtflächen sichtbar blieben, wurden sie mit hammerrecht bearbeiteten, im Mittel 0,35 m starken Ruhrkohlensandsteinen verblendet, die aus den in der Nähe liegenden Steinbrüchen von Wilh. Rauen zu Mülheim- (Ruhr) - Broich gewonnen wurden und ein gleichmäßiges, hartes Gefüge zeigten. Diese Verblendung ist im Industriegebiet allgemein statt einer solchen mit Klinkerverblendsteinen üblich und auch bei allen andern Eisenbahn- und Straßenbrücken des Rhein-Herne-Kanals ausgeführt worden. Zu den Auflagersteinen wurden nicht Werksteine, sondern Basaltsplittbeton mit Eiseneinlagen im Mischungsverhältnis von 1 T. Zement, 0,5 T. Traß, 2 T. Sand und 3 T. Basaltsplitter mit Eiseneinlagen verwandt, eine Ausführungsweise, die sich durchaus bewährt hat und daher auch jetzt noch bei den infolge der Bodensenkung durch Bergbau häufig auszuführenden Brückenhebungen angewandt wird. Sie bietet dabei den Vorteil, daß die Eiseneinlagen der über den alten Auflagersteinen neu herzustellenden mit denen des Mauerwerks gut verbunden werden können.

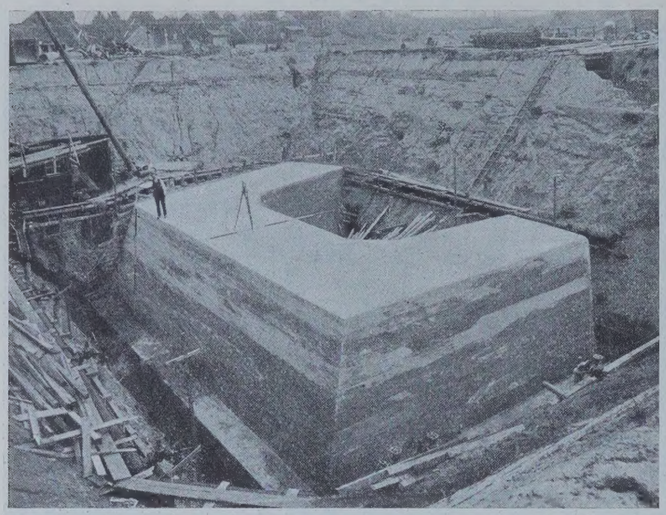


Abb. 27. Südliches Widerlager der Karlstraßenbrücke. Grundplatte fertig betoniert.

in die gemauerte städtische Entwässerungsleitung beförderte. Mit der Holzrinne stand ein Brunnen für den in einem Häuschen verschlossenen selbstschreibenden Pegel in Verbindung.

In jeder der beiden Widerlagerbaugruben wurden acht Filterbrunnen von je 500 mm Durchm. mittels 1000 mm weiter Bohrrohre versenkt. Die 250 mm starke Saugleitung bildete keinen geschlossenen Ring, sondern war nach Westen auf der der Grundwasserstromrichtung abgewendeten Seite offen. Der Abstand der Filter betrug im Osten etwa 8 m und wurde weiter nach Westen zu auf etwa 9 m vergrößert. Die Saugleitung der nördlichen Baugrube war an die der südlichen durch eine 5 m hohe Heberleitung angeschlossen, die in einen 2,3 m tiefen Graben gelegt und an der höchsten Stelle durch einen Wasserstrahlluftsauger von Zeit zu Zeit entlüftet wurde.

Nach Abschachtung der südlichen Baugrube bis zu dem auf NN + 26,5 m stehenden Grundwasserspiegel (Abb. 31 u. 32) wurden die Filterbrunnen versenkt, die Saugleitung verlegt, die Pumpanlage in Betrieb gesetzt und der Boden bis zur Baugrubensohle im Trockenen ausgehoben. Während der Zeit, wo in der südlichen Baugrube diese Arbeiten ausgeführt wurden, wurden in der nördlichen die Erdarbeiten gleich bis zu dem inzwischen auf NN + 25 m abgesenkten Grundwasser ausgeführt. Dann wurden hier die Filter versenkt und die Saugrohre verlegt, während gleichzeitig im südlichen Widerlager die Erdarbeiten bis zur Gründungstiefe NN + 22,50 m fortgeführt wurden, woran dann gleich die Betonierungsarbeiten anschlossen.

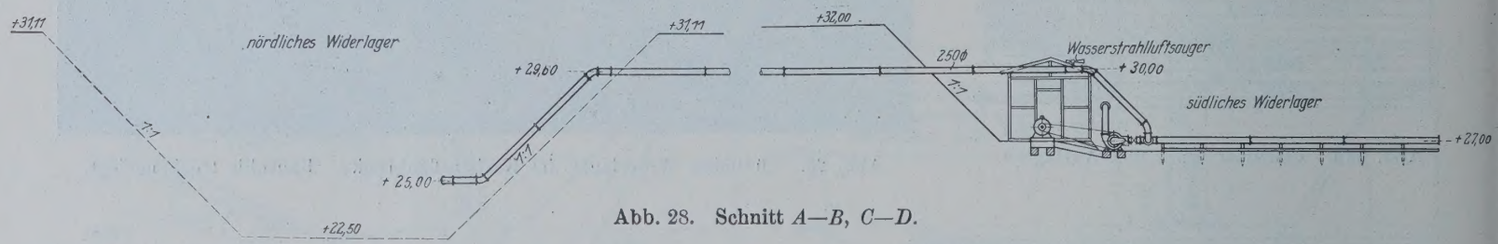
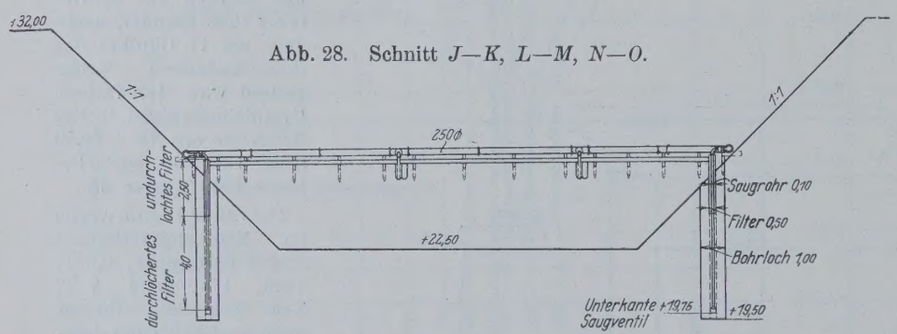


Abb. 28. Schnitt *A—B*, *C—D*.

Abb. 28. Schnitt *J—K*, *L—M*, *N—O*.



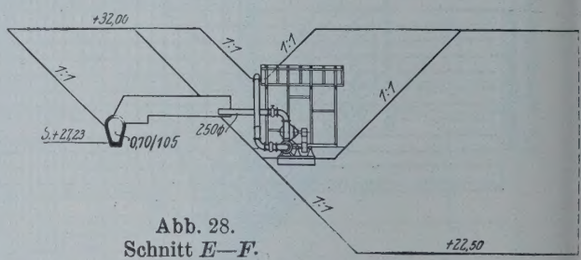
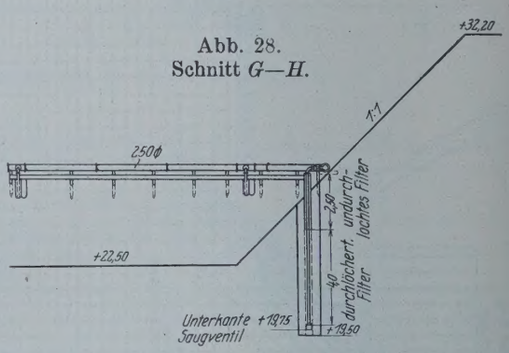


Abb. 28. Schnitt *E—F*.

Abb. 28. Schnitt *G—H*.



4. Die Widerlager für die vier eingleisigen Überbauten der Eisenbahnstrecke Ruhrort—Oberhausen.

Da die städtische Entwässerungsleitung der Karlstraße die Baugrube für das südliche Widerlager der vier Eisenbahnbrücken fast berührte, wurde mit Rücksicht auf die günstigen Vorflutverhältnisse die Pumpanlage in die Nordweststrecke der südlichen Baugrube gelegt (Abb. 28 u. 30). Sie bestand nur aus einer Kreiselpumpe mit 250 mm lichtem Saugrohrdurchmesser, die durch Riemenübertragung von einem Drehstrommotor mit 35 PS angetrieben wurde. Vor der Pumpe in der Saugleitung und in der nur rd. 4 m langen Druckrohrleitung wurden wieder Drosselschieber eingebaut. An die Druckleitung schloß eine 5 m lange offene Holzrinne an, die von obenher das Pumpwasser

Abb. 28. Schnitt *P—Q*.

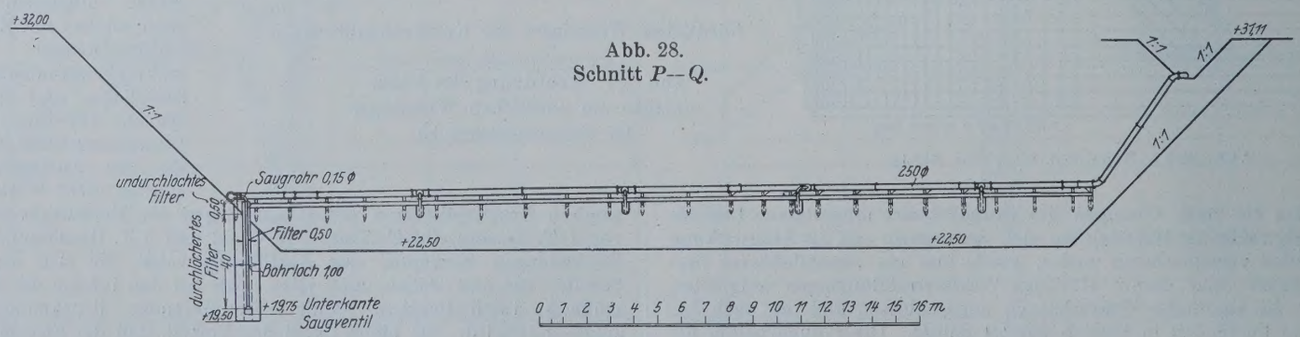


Abb. 28. Pumpanlage der Eisenbahnstrecke Ruhrort—Oberhausen.

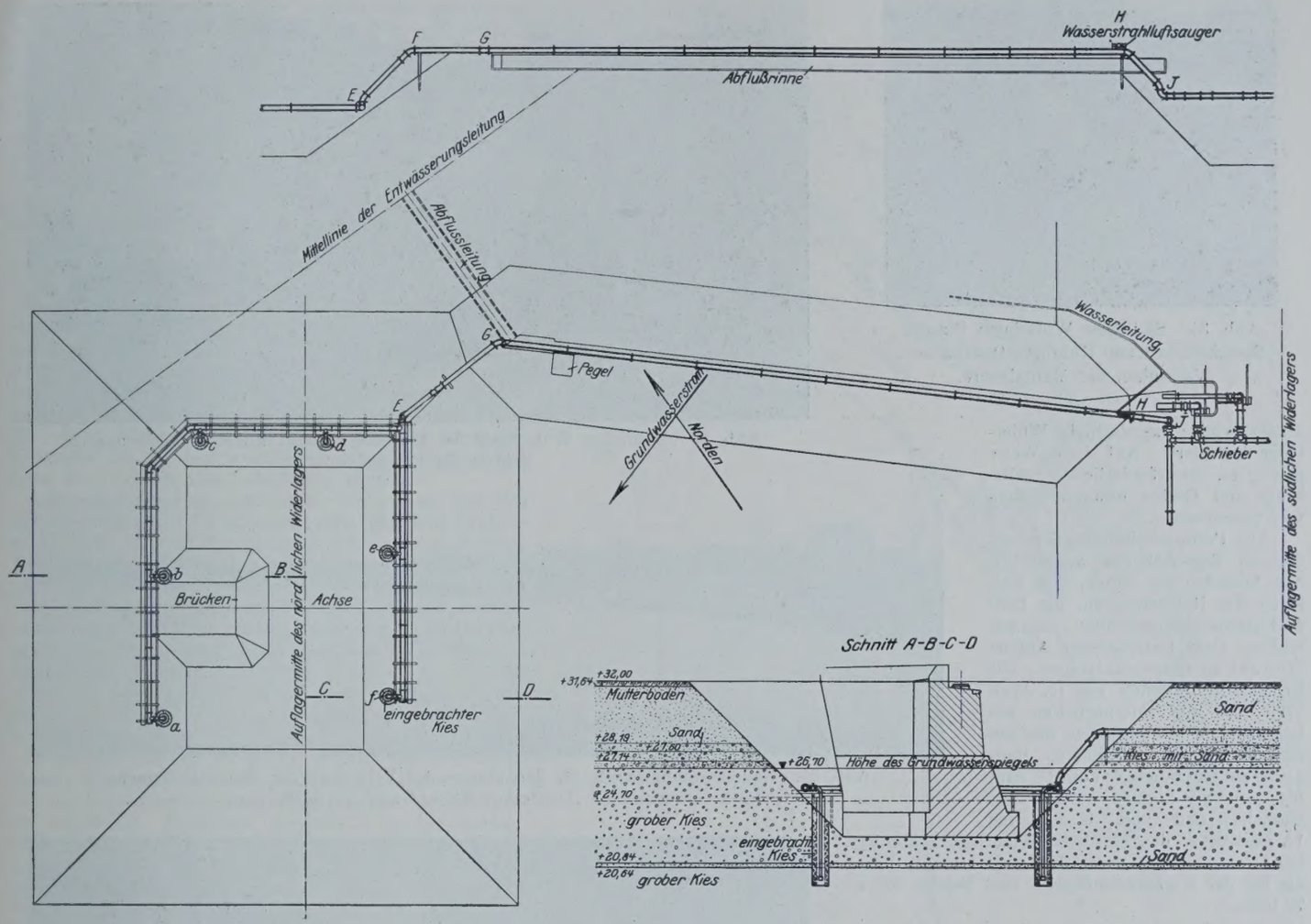


Abb. 29. Entwurf der Pumpanlage für die Grundwasserspiegelsenkung am nördlichen Widerlager der Karlstraßenbrücke.

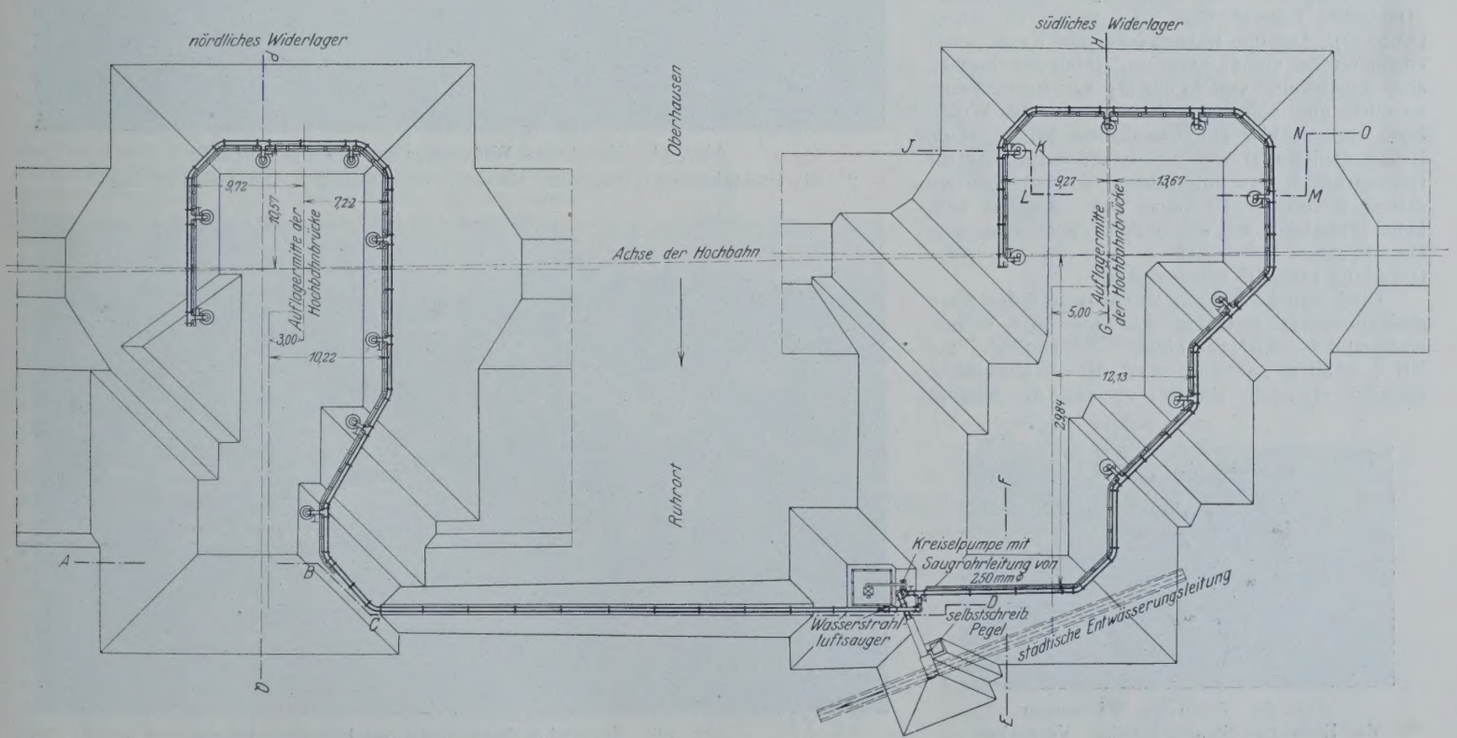


Abb. 30. Entwurf der Pumpanlage für die vier eingleisigen Überbauten der Eisenbahnstrecke Ruhrort – Oberhausen.

Abb. 31. Südliches Widerlager für die Eisenbahnbrücken Ruhrort—Oberhausen. Versenken der Mantelrohre.

Abb. 32. Südliches Widerlager der Eisenbahnbrücke Ruhrort—Oberhausen. Beginn der Pumparbeiten.

Zuletzt wurde das nördliche Widerlager betoniert. Auf diese Weise gelang es, die erforderliche Arbeitskraft und Geräte ununterbrochen voll auszunutzen.

Die Pumparbeiten wurden wieder im Eigenbetriebe ausgeführt, das Abteufen der Filter, das Verlegen der Rohrleitungen, die Erd- und Betonierungsarbeiten dagegen wurden dem Unternehmer August Menzel zu Essen übertragen. Die Erdarbeiten wurden am 15. April 1909 und die Pumparbeiten anfangs Mai in der südlichen und am 23. Juni in der nördlichen Baugrube aufgenommen. Vom 16. Juni bis zum 28. August wurden das südliche und vom 3. Juli bis 14. September das nördliche Widerlager betoniert. Die Pumpleistung war nur unbedeutend höher als bei der Karlstraßenbrücke und betrug bis zu 70 l/Sek.

Abb. 33. Bodenentnahmestelle für den Damm der Verlegung der Eisenbahnstrecke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“ und Vorflutbecken.

5. Die Widerlager für die Eisenbahnstrecke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“.

Bei km 4,5 waren die Widerlager für die Überführung von fünf Gleisen der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“ über den Kanal zu führen (Abb. 37). Da die Bahnstrecke den Kanal unter einem Winkel von 47 ° kreuzte, erhielt der Überbau eine Spannweite von 81,394 m; der lichte Raum zwischen dem aufgehenden Mauerwerk der Widerlager rechtwinklig zur Kanalachse betrug 57 m. Neben dem Kanal war auf der Südseite noch die Grenzstraße mit zu unterführen, so daß noch ein drittes Widerlager zu bauen war. Da das südliche Widerlager mit seiner Sohle noch über dem Grundwasser NN + 30,20 m lag, so bot seine Gründung keinerlei Schwierigkeit.

Diese Brücke lag nur 900 m östlich der Karlstraßenbrücke; trotzdem war hier der Grundwasserstand 2,50 m höher — nämlich auf NN + 29,30 m — und war der Grundwasserzustrom erheblich stärker, so daß die anfangs

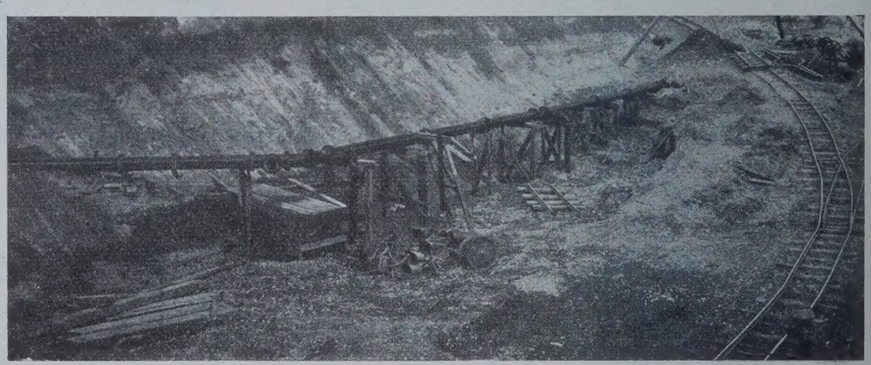


Abb. 34. Nördliches Widerlager der Eisenbahnbrücke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“. Saugleitung in der höchsten Lage.

Abb. 35. Südliches Widerlager der Ruhrorter Straßenbrücke. Versenken der Mantelrohre mit Vertikalbagger.

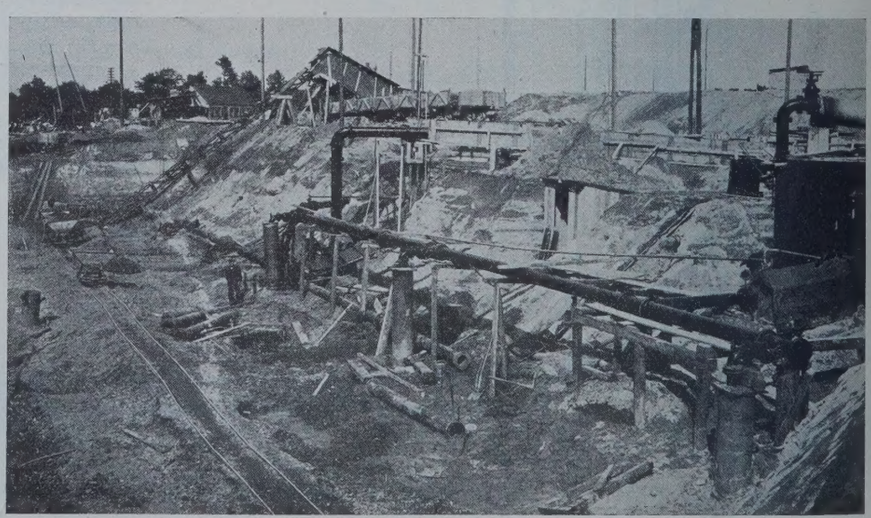


Abb. 36. Nördliches Widerlager der Eisenbahnbrücke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“. Grundwasser um 2,3 m gesenkt.

geplante Pumpanlage erheblich verstärkt werden mußte. Auch die Schaffung der Vorflut war hier schwieriger, weil, abgesehen von der Entwässerungsleitung in der Karlstraße, keine Abflußleitung vorhanden und daher das Pumpwasser erst auf Umwegen dieser zuzuführen war. Da die Bahnanlage vorübergehend nach Westen zu verlegen war, mußten die hierzu erforderlichen Bodenmassen westlich der benachbarten Loostraße dem Kanalgelände entnommen werden (Abb. 33). Zunächst floß das Pumpwasser in die dadurch entstandene Vertiefung und nach entsprechender Anstauung durch einen offenen Graben in die Entwässerungsleitung der Karlstraße. In die Geländevertiefung gelangte das Pumpwasser von der Widerlagerbaugrube zunächst erst durch ein Rohr, das vor dem Schütten des Bahndammes in diesen eingelegt wurde. Als sich beim Bau später zeigte, daß es wegen der großen Pumpwassermengen zu klein war, wurde nachträglich während des Bahnbetriebes eine stärkere Leitung eingebaut, die aus eiprofilförmigen Zementrohren mit 1 m Höhe bestand. Von hier wurde ein offener Graben etwa in der Kanalachse durch die Loostraße bis zu ihrer vorübergehenden Verlegung und unter ihr hindurch eine Rohrleitung angelegt.

Zur Gründung des nördlichen Widerlagers und des Mittelpfeilers auf NN + 22,50 m mußte der Grundwasserstand von NN + 29,30 um etwa 6,8 m durch Röhrenbrunnen abgesenkt werden. Zum Ausheben des Bodens aus den 1 m weiten Bohrrohren verwandte die Firma Carl Brandt & Co. zu Düsseldorf nicht einen Greif-, sondern einen kleinen Vertikalhandbagger (Abb. 35). In beiden Baugruben wurden je 13 Filterbrunnen von 0,5 m Weite im allgemeinen in Abständen von 9 bis 11 m versenkt (Abb. 34). Mit Rücksicht auf die große Saughöhe wurden die Pumparbeiten staffelweise betrieben. Nach planmäßiger Absenkung des Wasserstandes mit einer Pumpe von 200 mm bis auf NN + 27,0 m (Abb. 36) trat ein so starker Wasserandrang ein, daß die zweite Pumpe von 350 mm bei weitem nicht ausreichte, sondern fünf Pumpen im nördlichen Widerlager aufgestellt werden mußten (Abb. 38), die etwa 600 l/Sek. förderten. Mit dieser Leistung wurde der Wasserstand bis etwa NN + 22,0 m abgesenkt und dauernd gehalten. Wegen des starken Grundwasserzustromes genügte auch die ursprünglich geplante 250 mm starke Saugleitung, die nach Westen offen bleiben sollte, ebenfalls nicht, und sie mußte zu einer vollständigen Ringleitung ausgebaut werden. An sie wurden nur die sechs Filterbrunnen VII bis XI und XIa (Abb. 37) angeschlossen und die Saugwirkung mittels der beiden Pumpen P II und P III erzielt, die mittels kurzer Druckrohrleitungen das Wasser der hölzernen, innen mit Zinkblech beschlagenen Rinne E—C—A zuführten. Die über der Saugleitung I liegende Leitung II von 200 mm Durchm. pumpte aus den Filterbrunnen 0 und I und führte das Wasser mittels der Pumpe P V, die von einem Motor mit 35 PS angetrieben wurde, und kurzer Druckleitung in die Holzrinne B—A. Die Filterbrunnen II und III waren an die kurze, 250 mm starke Saugleitung III angeschlossen, die über der Saugleitung I verlegt, von der Pumpe IV mittels Motors von 35 PS betrieben wurde und in die Rinne D—C—A entwässerte. Schließlich waren noch die drei Filterbrunnen IV, V und VI an die auch über der Saugleitung I verlegte Leitung IV von 250 mm Durchm. angeschlossen. Aus dieser Leitung sog die Pumpe P I und führte mittels längerer Druckleitung ihr Wasser ebenfalls der Holzrinne D—C—A und dann der Zementrohrleitung unter dem vorübergehend verlegten Eisenbahndamm zu.

Während der Senkungsarbeiten im nördlichen Widerlager wurden bereits auch in der Baugrube für den Zwischenpfeiler die Erdarbeiten in Angriff genommen und zuerst die Filterbrunnen XII bis XV von dem bereits gesenkten Wasserstande aus gesetzt und mittels Saugrohre an die Saugleitung VIII und diese mittels einer Heberleitung an die Saugleitung I im nördlichen Widerlager angeschlossen, wodurch der Gründungswasserstand in der Baugrube für den Mittelpfeiler weiter gesenkt wurde. Die Heberleitung wurde von Zeit zu Zeit durch Ingangsetzen einer Luftpumpe entlüftet, die in dem Motorhäuschen für den Antrieb der Pumpe II aufgestellt war. Dann wurden die Filterbrunnen XVI bis XX abgeteuft und später, als sich zeigte, daß sie noch nicht

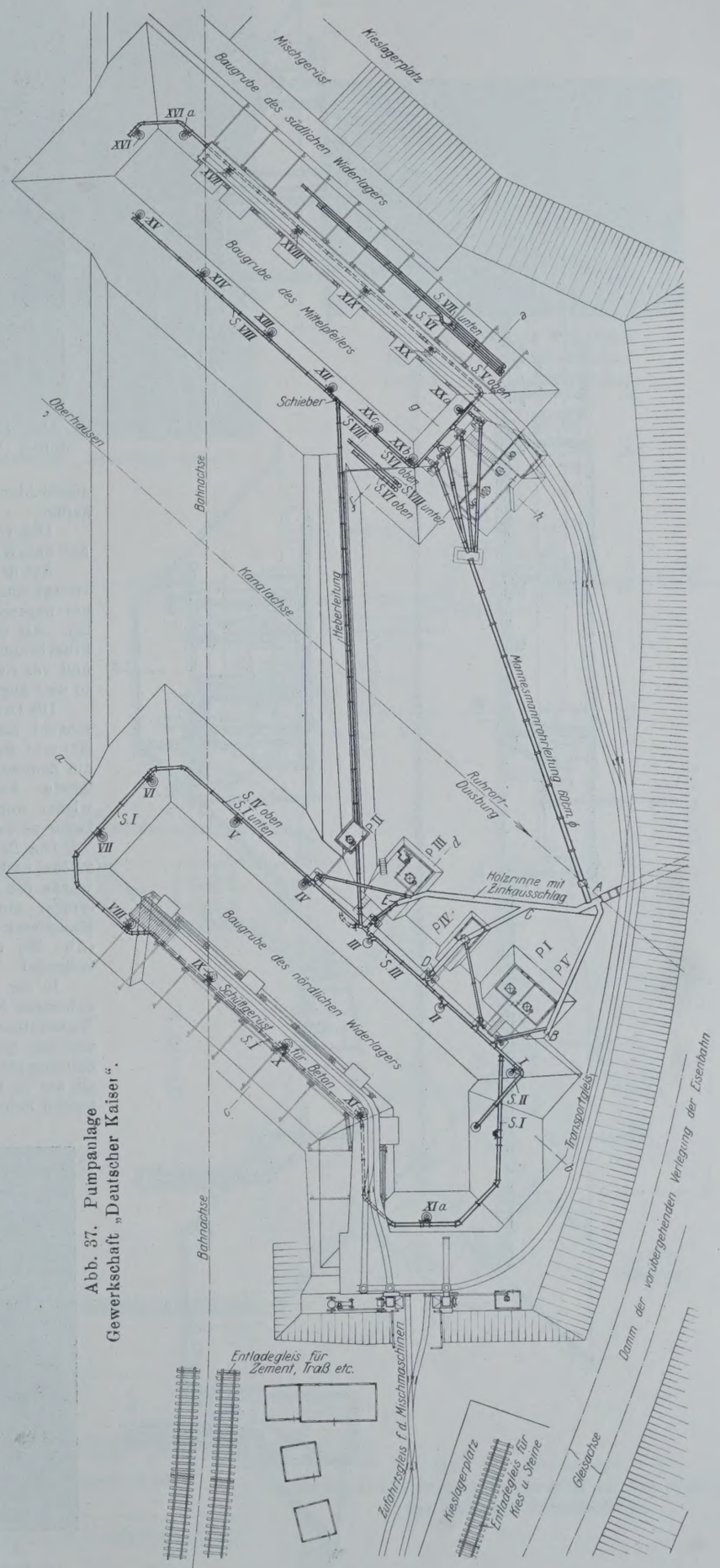
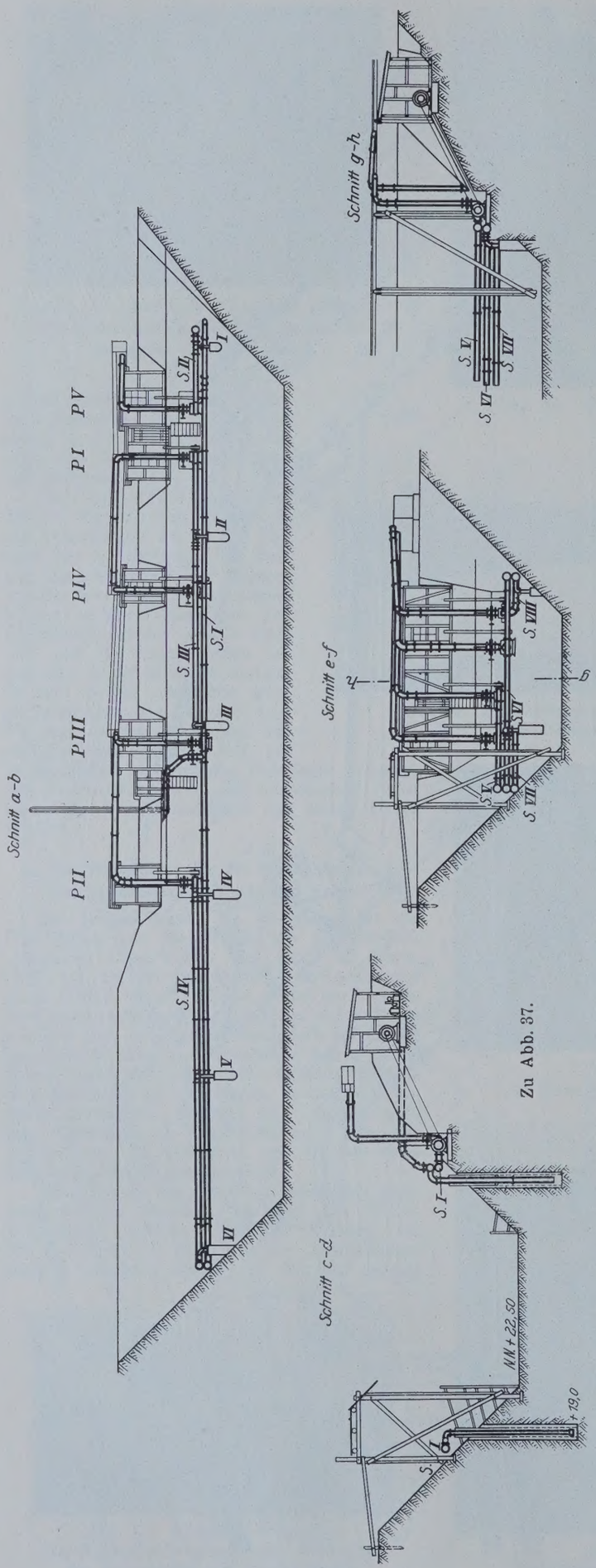


Abb. 37. Pumpanlage Gewerkschaft „Deutscher Kaiser".



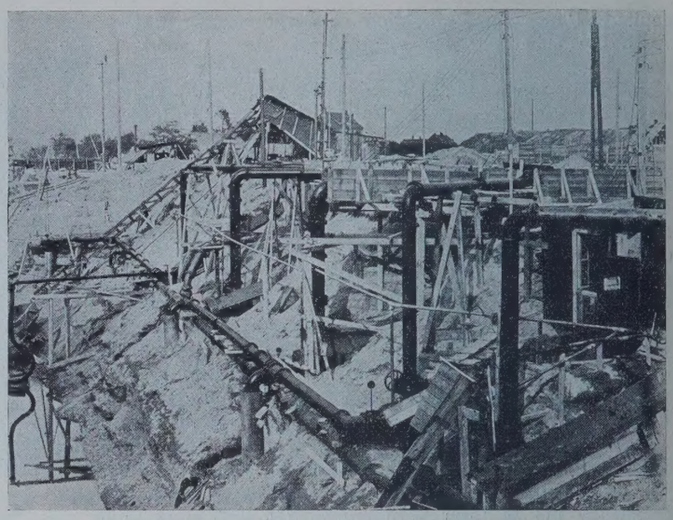


Abb. 38. Nördliches Widerlager der Eisenbahnbrücke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser". 5 Pumpen der obersten Staffel in Betrieb.

ausreichten, noch die Brunnen XVIa, XXa, XXb und XXc hinzugefügt.

Die vier Pumpen wurden in einem gemeinsamen Pumpenhause auf der Westseite der Baugrube untergebracht.

Auf der Südseite der Mittelpfeilerbaugrube war die Saugleitung VII verlegt und die Brunnen XVI, XVIa und XVII nach der Pumpe P IX hin angeschlossen, so daß sie auf ihrem Westende unter Leitung VI lag. Als vierte Leitung wurde schließlich die Saugleitung V mit den Filterbrunnen XVIII und XIX an die Pumpe P VIII angeschlossen und vor dem Brunnen XX mittels zweier Gegenkrümmer von je 45° so weit angehoben, daß sie über der Leitung VI verlegt werden konnte.

Die Druckrohre der vier Pumpen führten in einen kleinen Sammelschacht aus Beton, von wo aus eine Mannesmannrohrleitung von 600 mm starken und 4 m langen Muffenrohren das Pumpwasser in die Zementrohrleitung durch den Dammkörper der Eisenbahnstrecke leitete. Am Auslauf dieser Rohrleitung wurde das ganze Pumpwasser wieder durch einen selbstschreibenden Schwimmerpegel gemessen, bevor es dem vorstehend beschriebenen Vorflutbecken zufloß.

Die Erdarbeiten begannen am 14. Mai 1909, das Pumpen am 29. Mai und das Betonieren am 14. August 1909. Am 17. September 1909 wurde die Pumpanlage am nördlichen Widerlager und am 20. September am Mittelpfeiler außer Betrieb gesetzt. Das aufgehende Mauerwerk einschl. der Auflagersteine für das nördliche Widerlager (Abb. 39) und für den Mittelpfeiler (Abb. 40) war am 15. Oktober vollendet.

In der nördlichen Baugrube wurden zwei Pumpen mit den zugehörigen Saugrohren vorläufig noch nicht entfernt, weil diese den Wasserstand während der Rammarbeiten für die in einer Entfernung von nur etwa 100 m zu bauende Ruhrorter Straßenbrücke noch eine Zeitlang senken sollten. Diese beiden Pumpen wurden erst abgebrochen, als am 23. Dezember 1909 die Rammarbeiten infolge der dabei auftretenden Schwierigkeiten eingestellt werden mußten (vergl. Abschnitt 6).

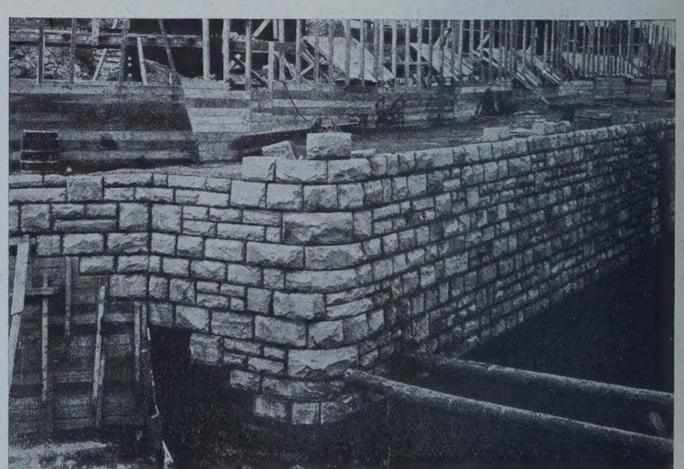


Abb. 39. Nördliches Widerlager der Eisenbahnbrücke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser". Aufgehendes Mauerwerk.

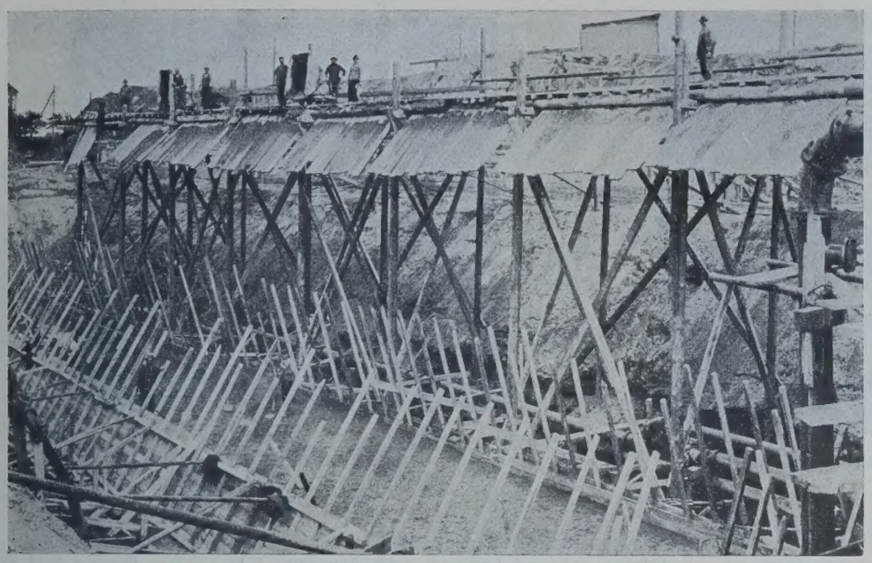


Abb. 40. Mittelpfeiler der Eisenbahnbrücke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser". Betonierungsarbeiten.

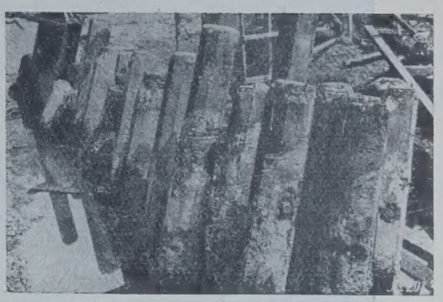


Abb. 41. Südliches Widerlager der Ruhrorter Straßenbrücke. Beschädigte Eisenbetonpfähle.

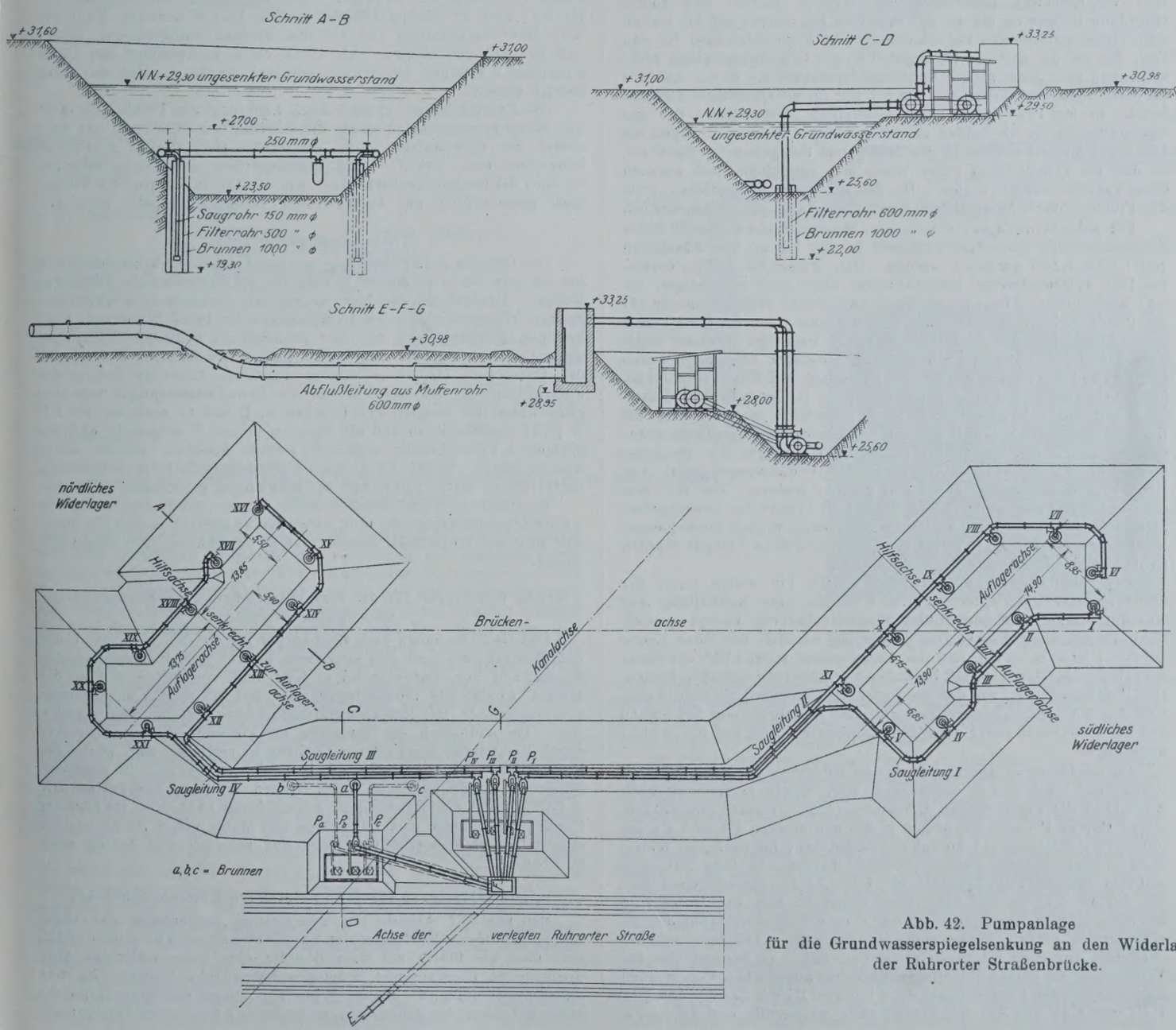


Abb. 42. Pumpanlage für die Grundwasserspiegelsenkung an den Widerlagern der Ruhrorter Straßenbrücke.

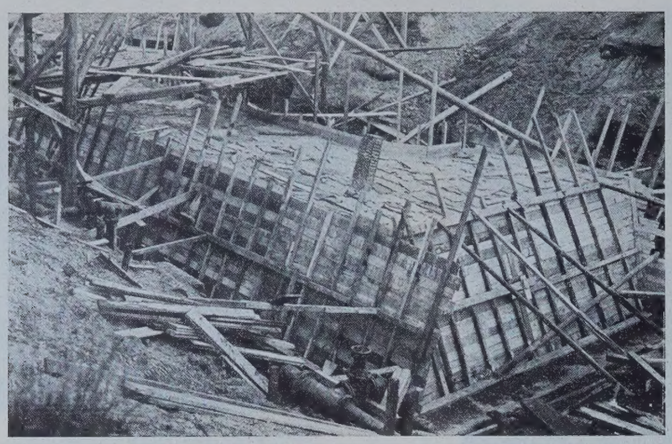


Abb. 43. Südliches Widerlager der Ruhrorter Straßenbrücke. Betonfundament fertig.

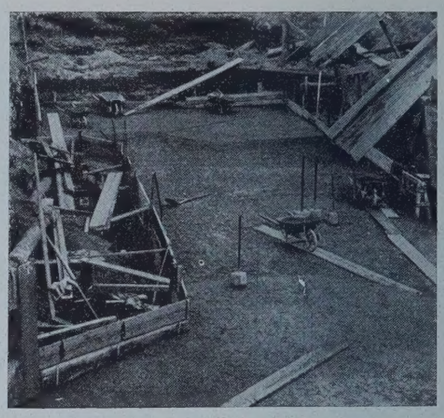


Abb. 44. Nördliches Widerlager der Ruhrorter Straßenbrücke. Beginn der Betonierungsarbeiten.

6. Ruhrorter Straßenbrücke.

Eine größere Zahl der Straßenbrücken des Rhein-Herne-Kanals ist trotz guten Baugrundes auf Eisenbetonpfählen gegründet worden, weil vergleichende Kostenanschläge ergeben hatten, daß solche Gründung billiger ist als die auf massiven bis nahezu auf die Kanalsohle hinabzuführenden Betonfundamenten, namentlich aber für den Fall, daß für die Zeit der Rammarbeiten der Grundwasserstand nicht zu senken ist. Auch für die Ruhrorter Straßenbrücke in km 4,65, für die Sterkrader Straßenbrücke in km 8,9 und für die Osterfelder Straßenbrücke in km 10,65 waren Eisenbetonpfähle vorgesehen. Bei den Rammarbeiten für die beiden zuletzt genannten Brücken drangen die Pfähle nur äußerst schwer in den feinen und fest gelagerten Sand ein, so daß ein Teil nicht in voller Länge sich einschlagen ließ, sondern oben gekürzt werden mußte. Ob die im Boden befindlichen Teile der Pfähle unverletzt geblieben sind, muß daher bezweifelt werden.

Für jedes Widerlager der Ruhrorter Straßenbrücke sollten 88 Stück Eisenbetonpfähle nach System Brandt in vier Reihen und Abständen von 1,1 bis 2,2 m gerammt werden. Hier waren die am 3. November 1909 aufgenommenen Rammarbeiten aber noch schwieriger, zumal auch grober Kies sich vorfand, der zwecks Platzgewinnung für die Pfähle wohl schwer sich zusammendrücken ließ. Als die Pfähle unter Absenkung des Grundwasserstandes freigelegt wurden, zeigte sich, daß sie bis auf einen alle mehr oder weniger beschädigt waren (Abb. 41). Infolgedessen mußte die Gründung auf Eisenbetonpfählen am 23. Dezember 1909 aufgegeben, und auch für diese Brücke Massivgründung unter Grundwassersenkung ausgeführt werden. Da die Rammebene auf NN + 27,0 m und die planmäßige Fundamentsohle auf NN + 23,5 lag, mußte im südlichen Widerlager die Baugrube noch um 3,5 m ausgehoben und der Grundwasserspiegel von NN + 29,3 m um mindestens 6,5 m gesenkt werden. Die 1000 mm starken Bohrrohre wurden ebenso wie bei der Brücke der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“ durch Ausheben des Bodens mittels eines kleinen Vertikalbaggers versenkt, wobei sie durch Sandsäcke belastet wurden (Abb. 35).

Zur Schaffung der Vorflut nach Westen hin mußte unter der vorübergehend umgelegten Ruhrorter Straße eine Rohrleitung aus 600 mm starken eisernen Muffenrohren dückerartig verlegt werden. (Abb. 42 Schnitt *E-F-G.*) Die Straße lag nämlich mit ihrer Krone auf NN + 30,98 m so tief, daß das Pumpwasser sonst nicht der unter dem Damm der Gewerkschaft liegenden Vorflutleitung zufließen konnte. Der Pumpenschacht vor der Ruhrorter Straßenverlegung wurde deshalb bis NN + 33,25 hochgeführt und sein Abflußrohr auf NN + 29,60 mit der Unterkante unter der Straße durchgelegt und auf NN + 31,75 angehoben.

Da der Grundwasserstand nach dem Einstellen der Rammarbeiten wieder auf NN + 29,3 m angestiegen war, wurde er zunächst nach Absenkung der Filterbrunnen a, b und c (Abb. 42) durch die 350 mm starke Pumpe P a und die beiden je 250 mm starken P b und P c bis unter NN + 27,0 gesenkt, so daß die Rammebene im südlichen Widerlager wieder trocken wurde. Sodann wurden die teils 500, teils 600 mm starken Filterbrunnen Nr. I bis XI in der südlichen und Nr. XII bis XXI in der nördlichen Baugrube mit der Unterkante bis NN + 22,0 in Abständen von nur 8 m mit Rücksicht auf den zu erwartenden großen Wasserandrang abgeteuft. Nachdem auf der Westseite ein etwa 5,4 m tiefer Graben mit 3 m Sohlenbreite zur Verbindung der beiden Widerlagerbaugruben ausgehoben war, wurden in einem zweiten Pumpenhause die 4 Pumpen P I mit 250 mm und P II, P III und P IV mit 350 mm Stutzenweite aufgestellt und an sie die 4 gesonderten Saugrohrstränge I bis IV angeschlossen, so daß an Pumpe P I und Leitung I die Brunnen I bis V, an Pumpe P II und Leitung II die Brunnen VI bis XI im südlichen und ferner im nördlichen Widerlager an Pumpe III und Leitung III die Brunnen XII bis XVI und an Pumpe IV und Leitung IV die Brunnen XVII bis XXI unter Verwendung von 150 mm starken Saugleitungen innerhalb der Brunnen hingen. Als durch die 2. Pumpanlage den höher stehenden 3 Pumpen das Wasser entzogen wurde, wurden sie außer Betrieb gesetzt.

Die Rammarbeiten einschließlich Lieferung der Pfähle, die Erd- und Betonierungsarbeiten sowie die Bohrung der Filter und das Aufstellen der Pumpanlage führte die Firma Carl Brandt & Co. zu Düsseldorf aus. Am 16. April 1910 begannen die Pump- und am 22. Juni die Betonierungsarbeiten. Am 16. Juli 1910 waren die Widerlager einschließlich der Auflagersteine fertiggestellt (Abb. 43 u. 44).

7. Die Loostraßenbrücke.

Der Grundwasserspiegel lag an der Loostraße ebenso hoch wie bei der nur 250 m entfernten Brücke für die Gewerkschaft „Deutscher Kaiser“. Deshalb wurden hier wegen des ebenfalls zu erwartenden starken Wasserzuflusses die Pumpanlagen für beide Widerlager vollkommen getrennt (Abb. 45) und zunächst am südlichen Widerlager nach Abschachtung bis zum Grundwasser die Brunnen 1 bis 8 mit der Unterkante bis NN + 19,30 m versenkt. Unter Benutzung der Filterbrunnen 1, 8, 7 und 6 wurde der Grundwasserspiegel von den grundwasserfrei aufgestellten Pumpen A, B und C zunächst bis NN + 26,50 abgesenkt, so daß die Pumpen D und E aufgestellt und die übrigen 4 Filterbrunnen abgeteuft werden konnten. Sobald sie in Betrieb waren, wurde der anfangs höhergelegte Teil der Saugleitung entsprechend tiefer gelegt und als Ringleitung geschlossen (Abb. 46).

In gleicher Weise wurden auch in der nördlichen Baugrube 8 Filterbrunnen abgesenkt und 5 Pumpen aufgestellt, wobei die durch das südliche Widerlager bereits erzielte Absenkung mit ausgenutzt wurde.

8. Die Widerlager für die fünf eingleisigen Eisenbahnbrücken Oberhausen—Wesel.

Das Gelände neben dem Bahnkörper lag auf NN + 35,20. Unter dem Mutterboden fand sich eine etwa bis NN + 32,0 hinabreichende Sandschicht vor, darunter 6,7 m Kies und von NN + 25,3 ab der Mergel, so daß die Trockenlegung der auf NN + 26,5 m liegenden Gründungssohle mit Röhrenbrunnenabsenkung gerade noch möglich war. Da südöstlich der Baustelle als Vorfluter die alte Emscher durch Herstellung eines offenen Grabens zu erreichen war, wurde die Pumpanlage auf diese Seite der Baustelle gelegt und die nördliche Baugrube in einem 1,8 m tiefen Graben mit dem Scheitel auf NN + 33,8 m durch eine Heberleitung angeschlossen (Abb. 49). Ihr höchster Punkt wurde durch eine Luftpumpe mit Motor von 4 PS ab und zu entlüftet. Der Wasserandrang war nur schwach und betrug etwa 60 l/Sek.

9. Die Widerlager für die zweigleisige Hüttenbahnbrücke.

Bei km 9,62 kreuzte die zweigleisige Zechenbahn der Gutehoffnungshütte zu Oberhausen den Kanal unter einem Winkel von 75° 15′, und über sie führte auf dem Südufer eine zwar verlassene, aber dennoch zu überführende Staatseisenbahnstrecke hinweg. Es war daher zweckmäßig, die beiden Widerlager dieser Überführung gleichzeitig mit denen der Hüttenbahn zu bauen und auf dem Südufer massiv

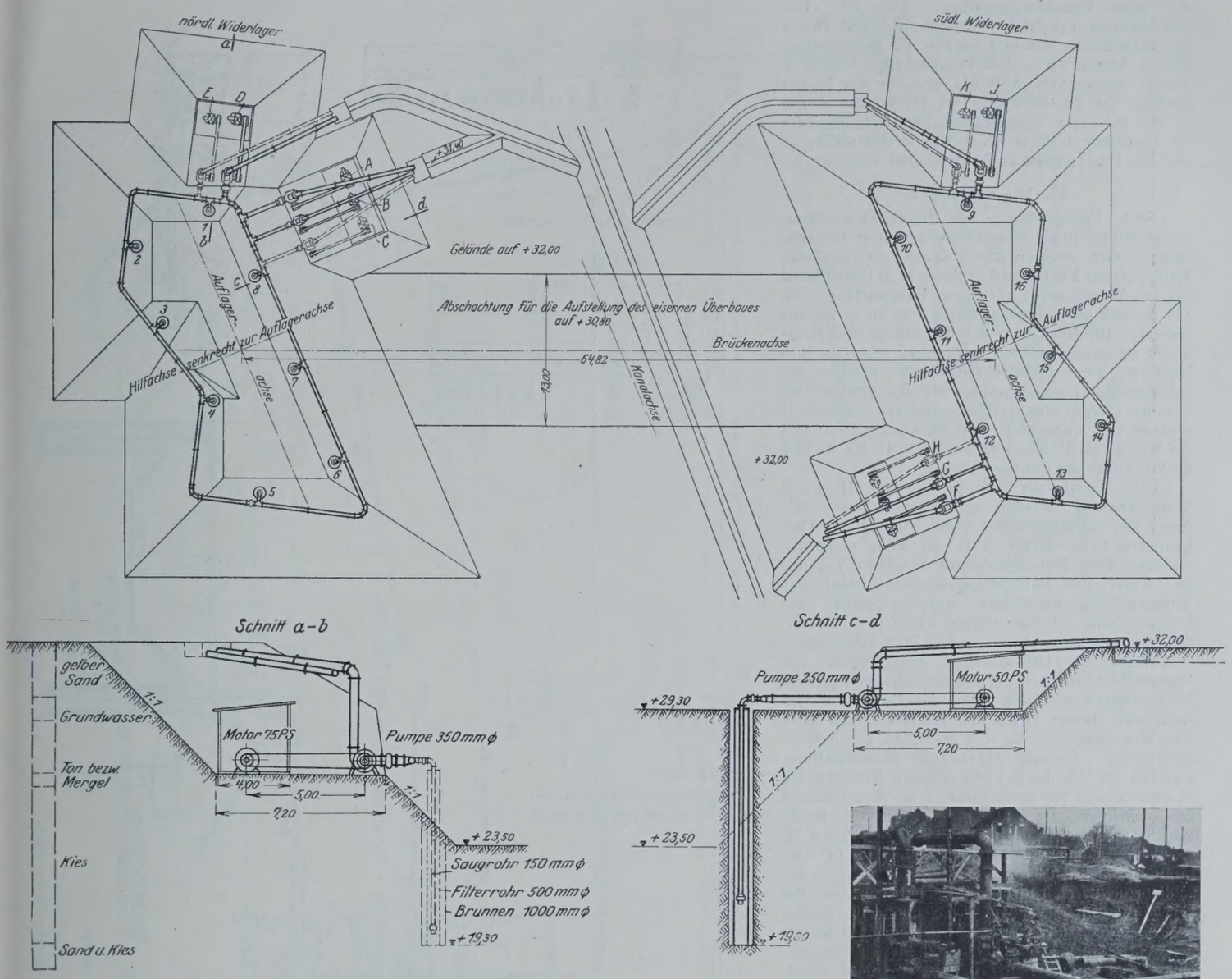


Abb. 45. Pumpanlage für die Grundwasserspiegelsenkung an den Widerlagern der Loostraßenbrücke.

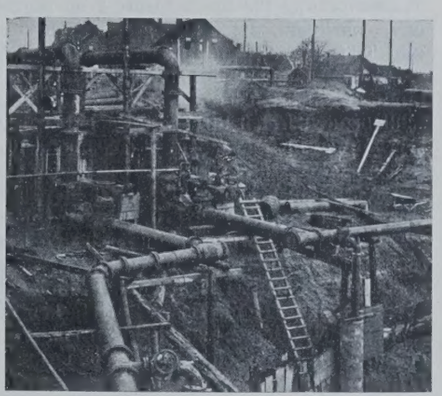


Abb. 46. Südliches Widerlager der Loostraßenbrücke während der Pumparbeiten.

unter Grundwassersenkung zu gründen, während für die Widerlager auf dem nördlichen Kanalufer eine Gründung auf massiven Senkbrunnen wirtschaftlicher war. Für die südlichen Widerlager war eine Brunnengründung jedoch nicht zweckmäßig, weil hier die Senkbrunnen eine derartige Größe und winklige Gestaltung hätten erhalten müssen, daß sich ihre Ausführung nicht empfahl (Abb. 50). Dazu kam, daß an der Stelle, wo die neuen Widerlager errichtet werden mußten, die Widerlager der früheren, seit einer Reihe von Jahren außer Betrieb gesetzten Überführung der verlassenen Eisenbahn über die Hüttenbahn sich befanden, die zwar abgebrochen werden mußten, deren Gründungstiefe und Gründungsart aber nicht festzustellen war. Um den Fortgang der Bauarbeiten aber nicht durch etwa hier vorgefundene Hindernisse zu hemmen, wurde von einer Gründung auf Senkbrunnen abgesehen. Diese Vorsicht erwies sich beim Ausschachten der Baugrube auch als berechtigt. Die Sohle der alten Widerlager lag zwar auf NN + 32,3 m, also nur 1,9 m unter dem Grundwasserstande, beim Baubeginn jedoch zog sich um die Fundamente eine bis auf etwa NN + 30,0 m reichende Holzspundwand. Gleichzeitig zeigte sich, daß der Bahndamm ungefähr bis zur gleichen Tiefe zum größten Teil aus Hochofenschlacke bestand, die in flüssig heißem Zustande hier ausgegossen worden war. Da sie sich mit Spitzhacken nicht entfernen ließ, mußten die Schlackenmassen, die bis zu 4 m unter das Grundwasser reichten und mit porösen, wasserführenden Schichten durchsetzt waren, mit Dynamit gesprengt werden.

Da das Grundwasser auf NN + 34,1 m (Abb. 53) stand und die Sohle der neuen Widerlager auf NN + 26,50 in Höhe der Kanalsohle zu legen war, so mußten das Grundwasser um mehr als 7,7 m gesenkt und zwei Staffeln angelegt werden. Der Boden bestand aus feinen Sand- und Kiesschichten, die bis zur Oberfläche des Mergels auf etwa NN + 23,8 m hinabreichten, so daß die Senkung mittels Röhrenbrunnen keine Schwierigkeiten bereiten konnte.

Im ganzen wurden 10 Filterbrunnen in Abständen von 9 bis 10 m vorgesehen. Da nicht genug 500-mm-Filterrohre frei waren, wurden in einige Brunnenlöcher statt dessen zwei von je 200 mm Durchm. hineingesteckt. Zuerst wurden auf der Südseite der Baugrube die Brunnen 1 bis 4 (Abb. 47) bis etwa auf NN + 27,50, d. h. 7 m unter den Grundwasserstand gebohrt und die 100 mm starken senkrechten Saugrohre an eine 250 mm starke Saugleitung angeschlossen, die zu einer 250-mm-Pumpe führte (Abb. 50). Nachdem mittels dieser Anlage das Grundwasser um 4,2 m gesenkt war, wurden von dieser Höhe aus die anderen 6 Brunnen Nr. 5 bis 10 (Abb. 53) bis auf NN + 23,0, d. h. 7 m tief gebohrt und durch ebenfalls 250-mm-Saugrohre an eine Kreiselpumpe von 350 mm Stutzenweite angeschlossen. Diese senkte ohne Schwierigkeit das Grundwasser bis zur gewünschten Tiefe, zumal nur 22 l/Sek. zu pumpen waren. Das geförderte Wasser wurde durch eine Holzrinne, Zementrohrleitung und einen Graben

der alten Emscher zugeführt (Abb. 48). Der Unternehmer Friedrich Vollrath zu Wesel führte die Bauarbeiten aus und begann die Bohrarbeiten am 23. August 1909. Die Pumparbeiten begannen am 17. September (Abb. 51) und für die beiden Staffeln am 22. Oktober. Das Widerlager wurde in der Zeit vom 8. November (Abb. 52) bis zum 30. November bis auf NN + 31,5 fertiggestellt, so daß die Pumpanlage entfernt werden konnte.

10. Die Schleuse I.

Nach Fertigstellung der Brückenwiderlager, deren Sohle durch Grundwassersenkung trockenzulegen war, mußten die Schleuse I in Duisburg-Meiderich bei km 0,7 und Schleuse II in Oberhausen bei km 5,5 mit einer nutzbaren Kammerlänge von 165 m und einer lichten Weite von 10 m gebaut werden. Mit Rücksicht auf die infolge des Bergbaues auftretenden Bodensenkungen erhielten ihre Kammern keine massive Betonsohle, sondern die beiderseitigen Kammermauern wurden getrennt bis auf den Mergel hinabgeführt. Bei der Schleuse II ergaben sich hieraus keinerlei Schwierigkeiten, weil die Mergeloberfläche zwischen NN + 19 bis 22 und mithin höher als die Bausohle lag.

Die Erdarbeiten für die Schleuse II nebst Wasserhaltung wurden daher zusammen mit denen der anschließenden freien Strecke der Tiefbaufirma Gebr. Meyer A.-G. zu Köln vergeben, während dem Bauunternehmer Friedrich Vollrath zu Wesel die Betonierungsarbeiten nebst der Wasserhaltung übertragen wurden, wozu zwei Pumpen von 350 mm Stutzenweite und die zugehörigen Elektromotoren von 75 PS ausreichten.

Wegen der tieferen Lage des Mergels, der Wasserdurchlässigkeit der darüberliegenden groben Kiesschichten und der Nähe der Ruhr und des Ruhrorter Hafens (Abb. 56) gestaltete sich aber die Wasserhaltung für die Schleuse I erheblich schwieriger. Deshalb führte die Bauverwaltung aus den im Abschnitt 1 dargelegten Gründen die Wasserhaltung für die Schleuse I im Eigenbetriebe aus, nachdem die Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten vorm. Helfmann zu Frankfurt a. M. die Schleusenbaugrube bis NN + 15,5 m in Verbindung mit den Trockenbaggerarbeiten der anschließenden freien Strecke ausgehoben hatte. Sie verwandte hierzu einen Trockenbagger, dessen Gleisanlage etwa auf NN + 27 m lag, ohne jedoch den Wasserspiegel zu senken. Die Trockenbaggereimer zogen daher den grobkiesigen Boden durch das Wasser und wuschen dadurch den Kies, während seine lehmigen Bestandteile sich herauslösten, zunächst im Wasser schwammen und schließlich auf der Sohle zu einer etwa 2 m starken Schlammschicht sich ablagerten. Bei den späteren Pumparbeiten bereitete sie später nicht unerhebliche Schwierigkeiten.

Die Bohrungen ergaben für den tragfähigen und wasserundurchlässigen Geschiebemergel eine Höhe von NN + 10,85 m am Unter- und von NN + 14,65 m am Oberhaupt. Darüber lagerte eine 4 bis 5 m starke mergelige Sandschicht, über dieser Kies und Sand, der teilweise von grobem Geschiebekies durchsetzt war, darüber 1 bis 2 m starker Lehm und zuletzt der Mutterboden. 600 m unterhalb der Schleuse I mündete der Kanal in den Ruhrorter Hafen am Südende des Hafenbeckens C ein. Die Ruhr verläuft in einer Entfernung von rd. 300 m nahezu parallel auf der Strecke von 1,5 km oberhalb bis zu seiner Mündung in den Ruhrorter Hafen. Bei km 0,7 durchbrach der Kanal den den Hafen gegen das Ruhrhochwasser schützenden Deich und schnitt das westlich von ihm gelegene Hafengleispaar und den chaussierten Hafenweg unter einem Winkel von etwa 36°. Mitten in diesen Deich war die Schleuse zu legen. Das Baugelände lag hier vor dem Beginn der Bauarbeiten auf NN + 27,5 bis 29,5 und die Krone des Hafendeiches auf NN + 31,0 m. Der Unterdrempel sollte

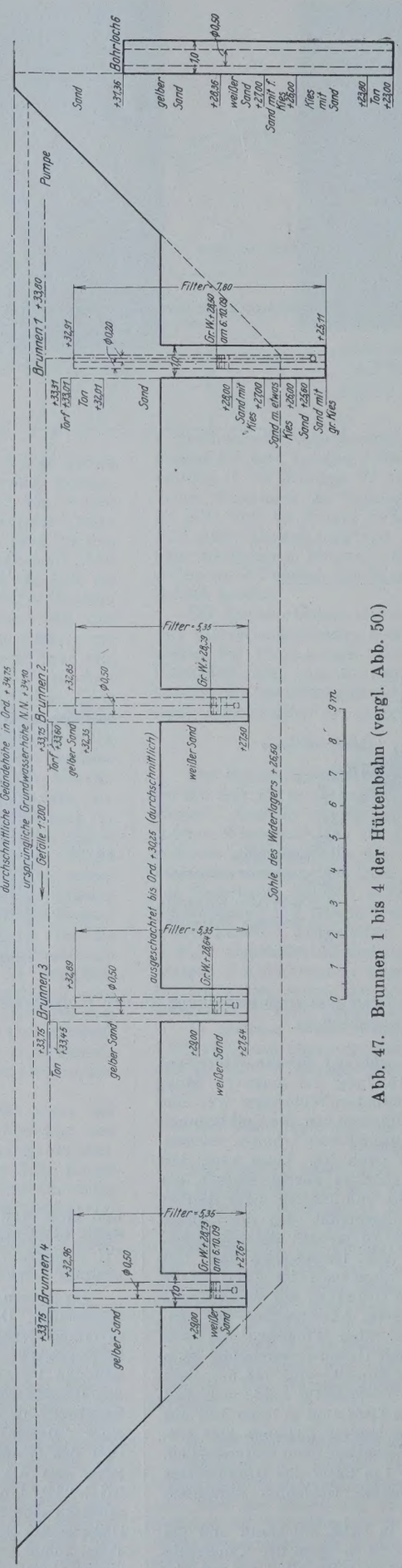
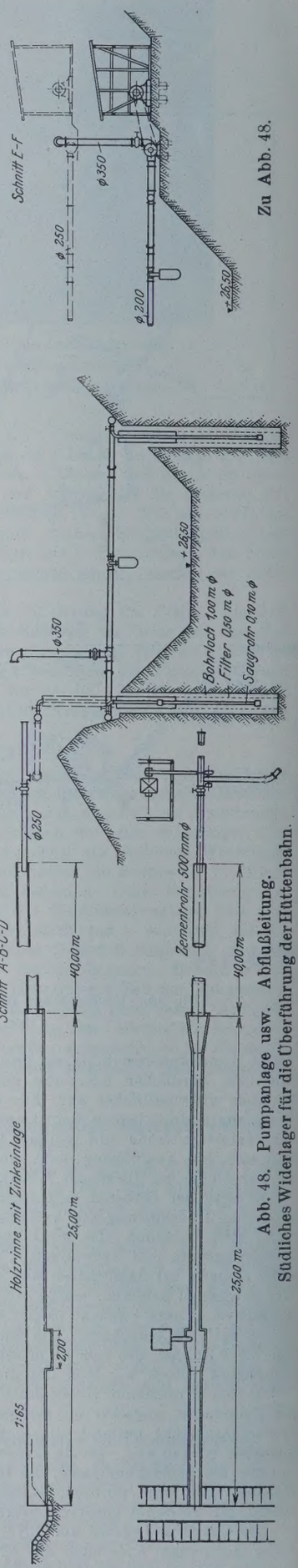


Abb. 47. Brunnen 1 bis 4 der Hüttenbahn (vergl. Abb. 50.)



Zu Abb. 48.

Abb. 48. Pumpanlage usw. Abflußleitung. Südliches Widerlager für die Überführung der Hüttenbahn.

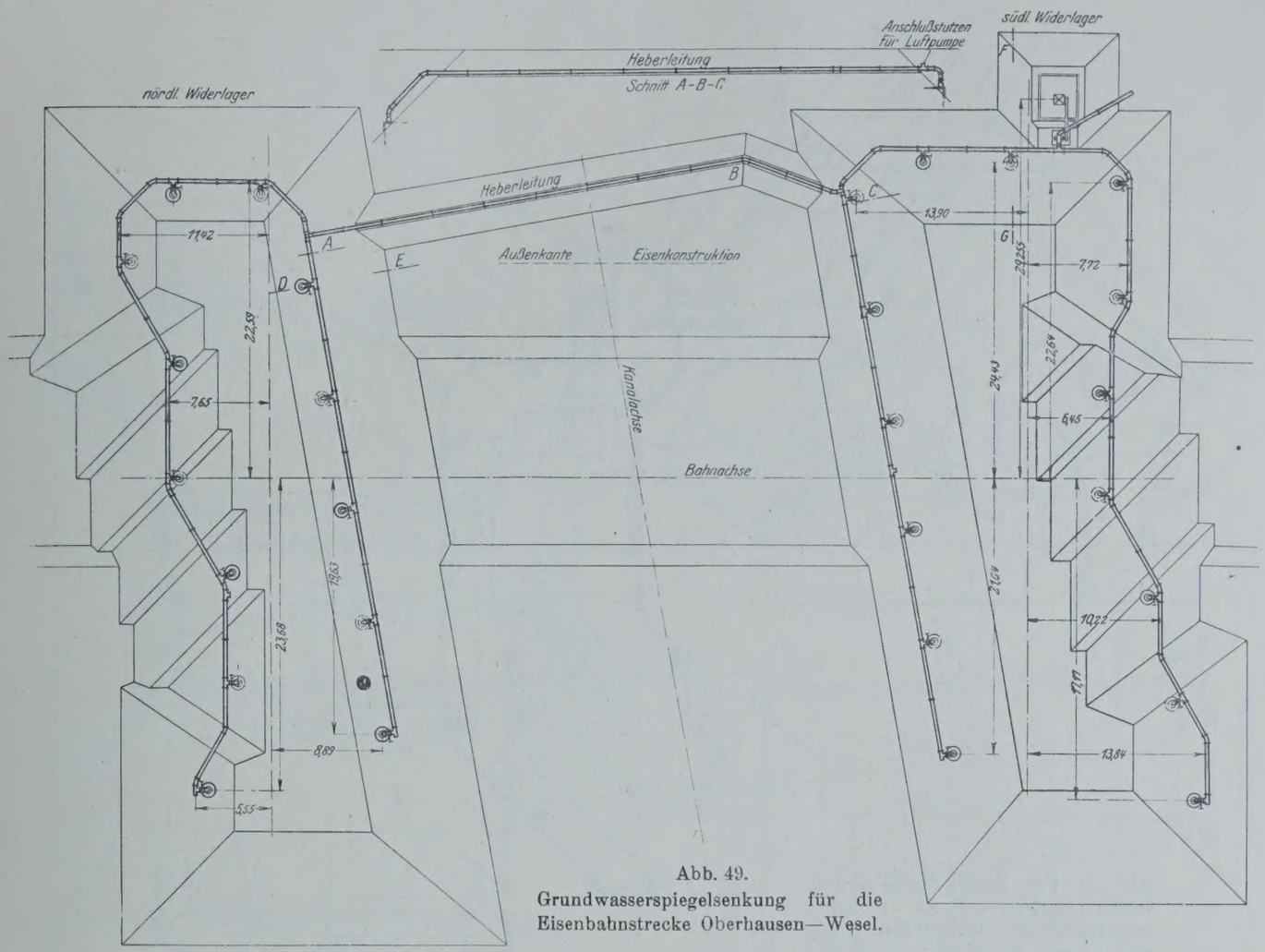
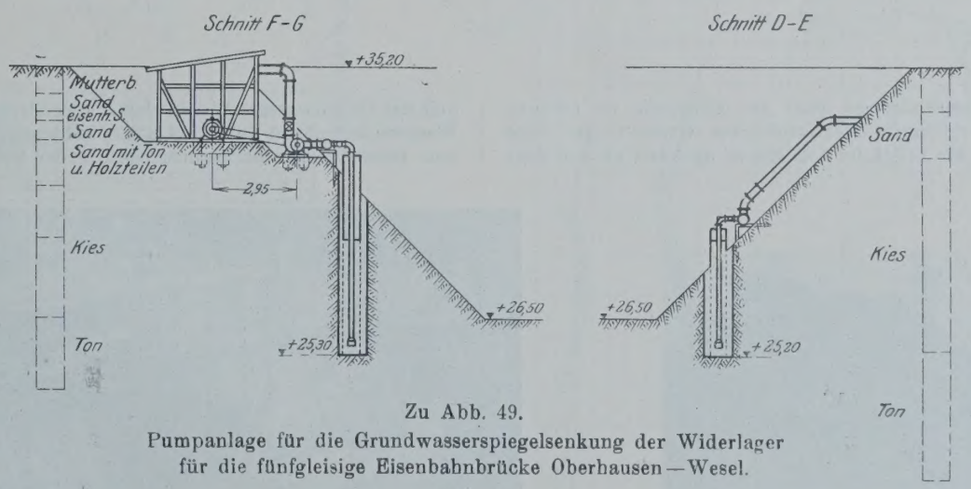


Abb. 49.
Grundwasserspiegelsenkung für die Eisenbahnstrecke Oberhausen—Wesel.



Zu Abb. 49.
Pumpanlage für die Grundwasserspiegelsenkung der Widerlager für die fünfgleisige Eisenbahnbrücke Oberhausen—Wesel.

auf NN + 15,55, der Oberdrempel auf NN + 20,5 und die Schleusenplattform auf NN + 29,5 gelegt werden, damit sie weder von dem höchsten Rheinhochwasser von NN + 29,3 noch von dem durch Rückstau vom Rhein her in gleicher Höhe sich einstellenden höchsten Ruhrhochwasser überflutet wurde. NNW des Rheins liegt auf NN + 19,60, NW auf NN + 22,65 m.

Zwecks Gewinnung von Betonkies für mehrere Schleusen des Kanals waren mit der Trockenbaggerarbeit für die unterste Kanalhaltung der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten zugleich die Schwimmbaggerarbeiten von der Kanalmündung bis km 0,4 übertragen, wohin der Damm mit den Hafengleisen und dem Hafenweg vorübergehend zur Freilegung der Schleusenbaustelle zu verlegen war. Infolgedessen war der Rheinwasserstand des Ruhrorter Hafens nahe bis an die Schleuse herangerückt, so daß sein Einfluß auf die Baugrube infolge des durchlässigen Kiesuntergrundes nicht zu unterschätzen war. Eine weitere Schwierigkeit für die Grundwasserverhältnisse ergab sich aus der Nähe der Ruhr, deren Wasserspiegel bei MW etwa 3,0 m höher als der des Rheins und des Ruhrorter Hafens und mithin auch des bereits ausgebaggerten Mündungsstücks des Kanals lag. Die Richtung des Grundwasserstromes ist in Abb. 56 durch Pfeile dargestellt. Die Beobachtung der Wasserstände in Standrohren ergab, daß ein ständiger starker Grundwasserstrom von der Ruhr zur Schleusenbaustelle vorhanden war, und daß das Grundwasser in so kurzer Zeit dem wachsenden Ruhrwasser folgte, daß der Zeitunterschied zwischen den entsprechenden Gipfeln der Grund- und der Ruhrwasserstandkurve höchstens 1 bis 2 Tage betrug. Nach dem Eintreten des Höchstwasserstandes der Ruhr war somit noch ein weiteres Steigen des Grundwassers in der Baugrube — wenn auch nicht bis zu seiner höchsten Höhe — zu erwarten. Die Beobachtungen ergaben mit Sicherheit, daß selbst bei günstigen Rhein- und Ruhrwasserständen

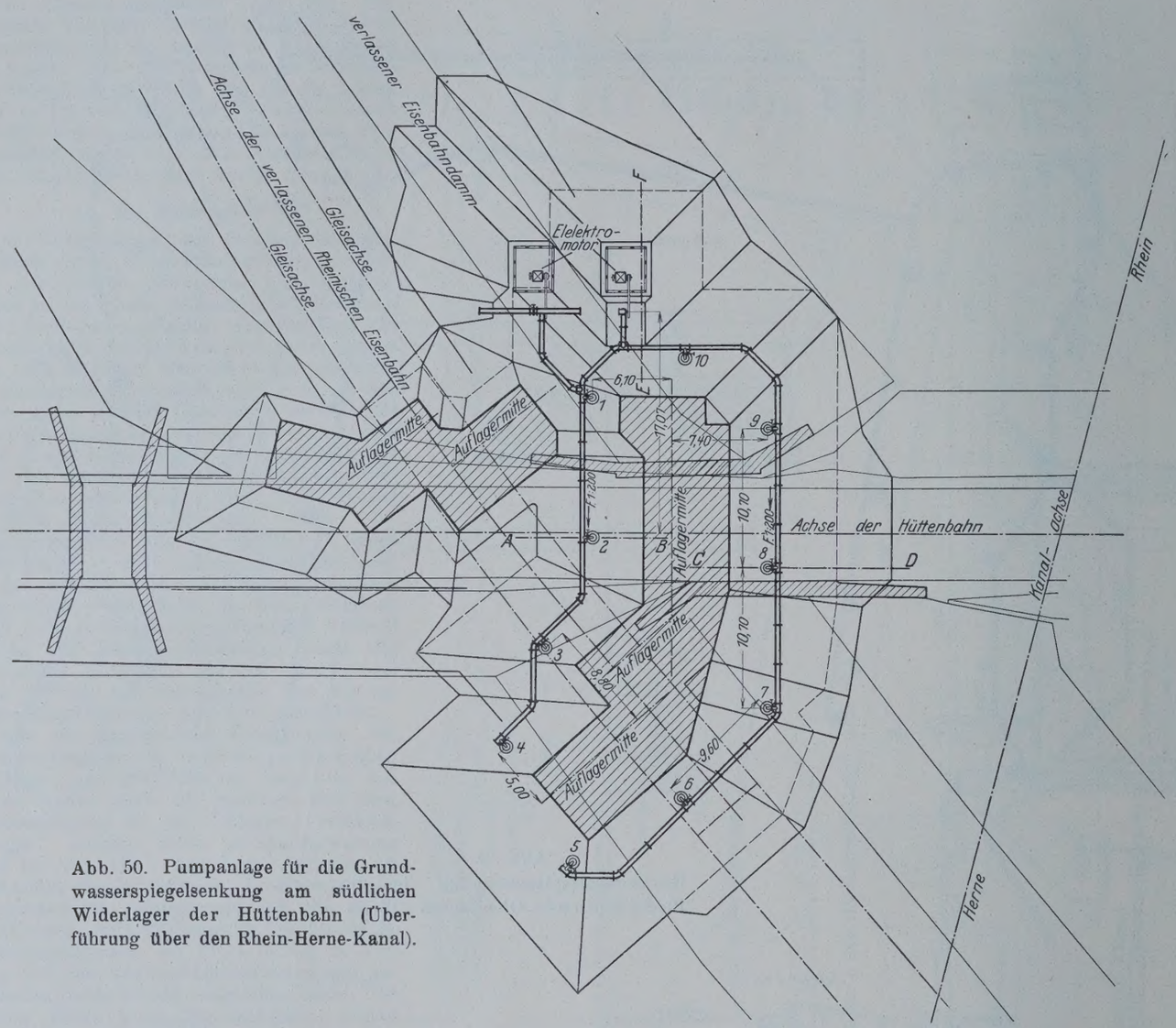


Abb. 50. Pumpanlage für die Grundwasserspiegelsenkung am südlichen Widerlager der Hüttenbahn (Überführung über den Rhein-Herne-Kanal).

mit bedeutendem Wasserandrange nach der Baugrube zu rechnen war. Zur Klärung der Grundwasserverhältnisse waren in der Nähe der Schleusenbaustelle bis zur Ruhr und weiter aufwärts an der Ruhr zahlreiche Standrohre geschlagen und längere Zeit beobachtet, wobei auch die Wasserstände in den im Ruhrvorlande liegenden Brunnen des Wasserwerks der Gutehoffnungshütte einbezogen wurden. Das Ergebnis der dadurch gewonnenen 4 Profile ließ einwandfrei erkennen, daß der Grundwasserstand in den Standrohren und Brunnen von den Wasserständen von Ruhr und Rhein abhängig war, trotzdem die Ruhr von einer dichten Schlammschicht in der Sohle und an ihren Ufern umgeben war. Um auch über die Wassermengen Aufschluß zu erhalten, wurden im Mai und Juni 1911, zu einer Zeit, als der Trockenbagger das Grundwasser in der Schleusenbaugrube freigelegt hatte, ein Pumpversuch mit 4 Kreiselpumpen von je 200 mm Durchm.

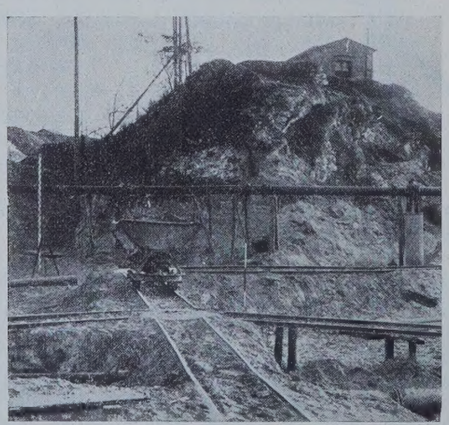


Abb. 51. Südliches Widerlager der Hüttenbahnbrücke während der Grundwassersenkung.

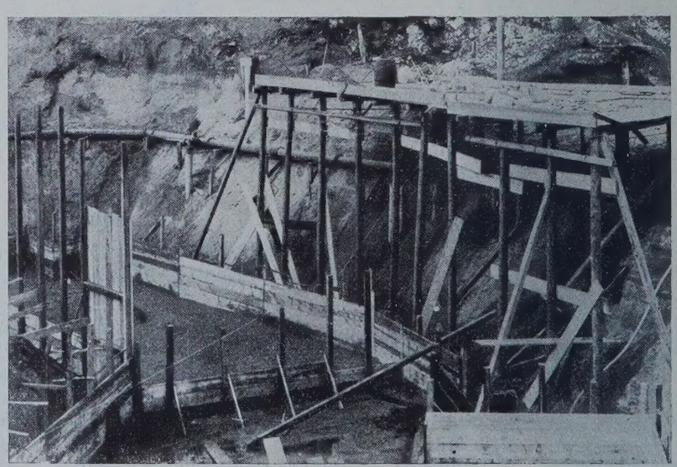
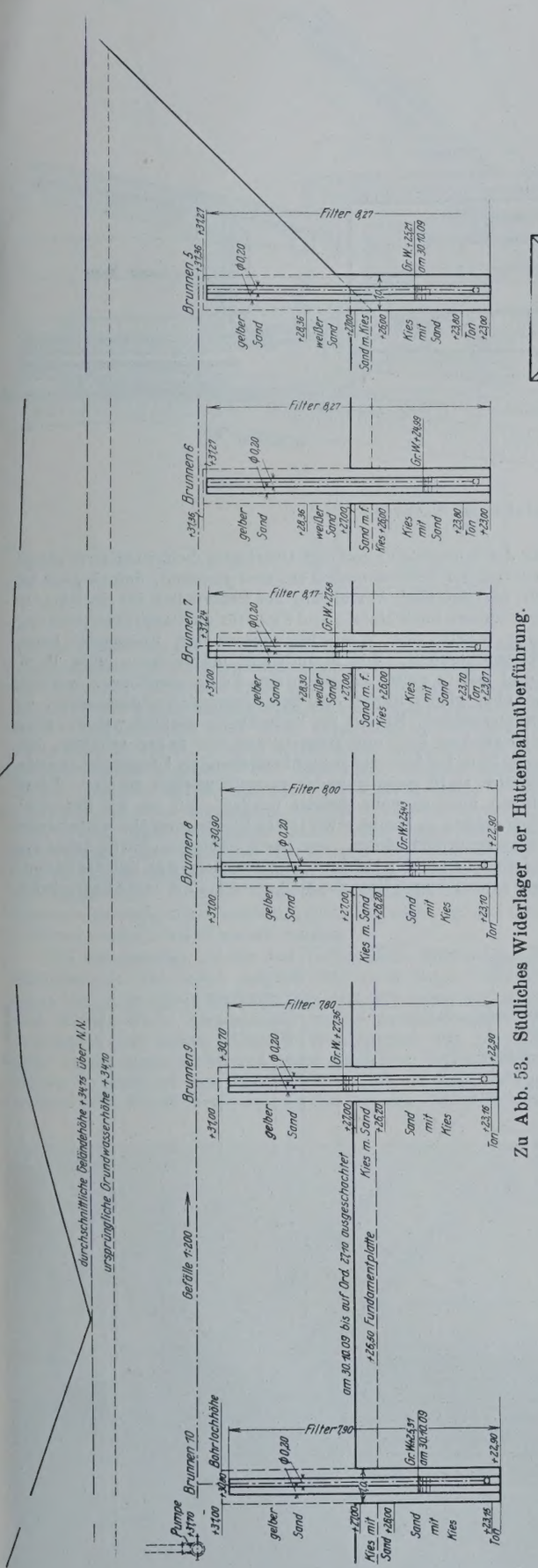


Abb. 52. Südliches Widerlager der Hüttenbahnbrücke. Beginn der Betonierungsarbeiten.



Zu Abb. 53. Südliches Widerlager der Hüttenbahnüberführung.

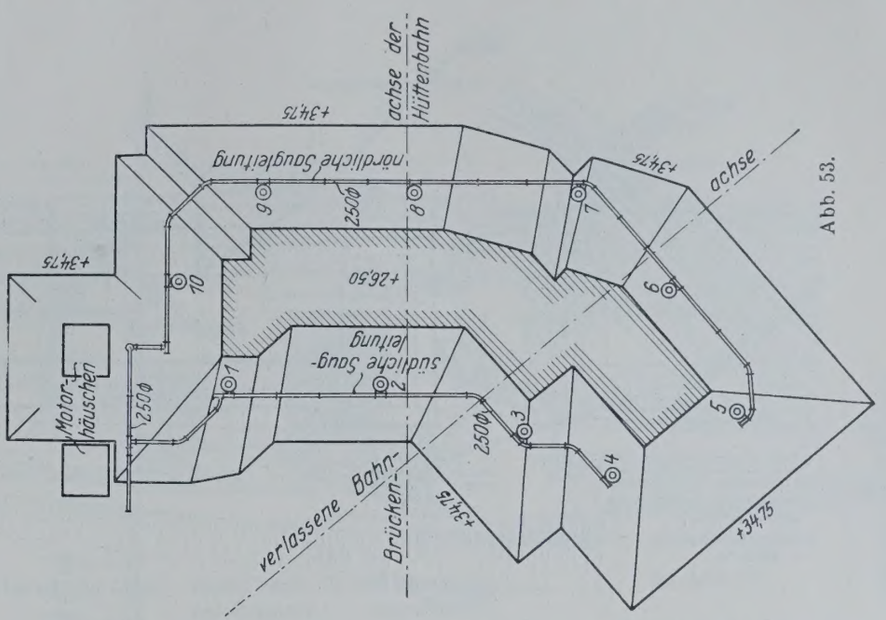


Abb. 53.

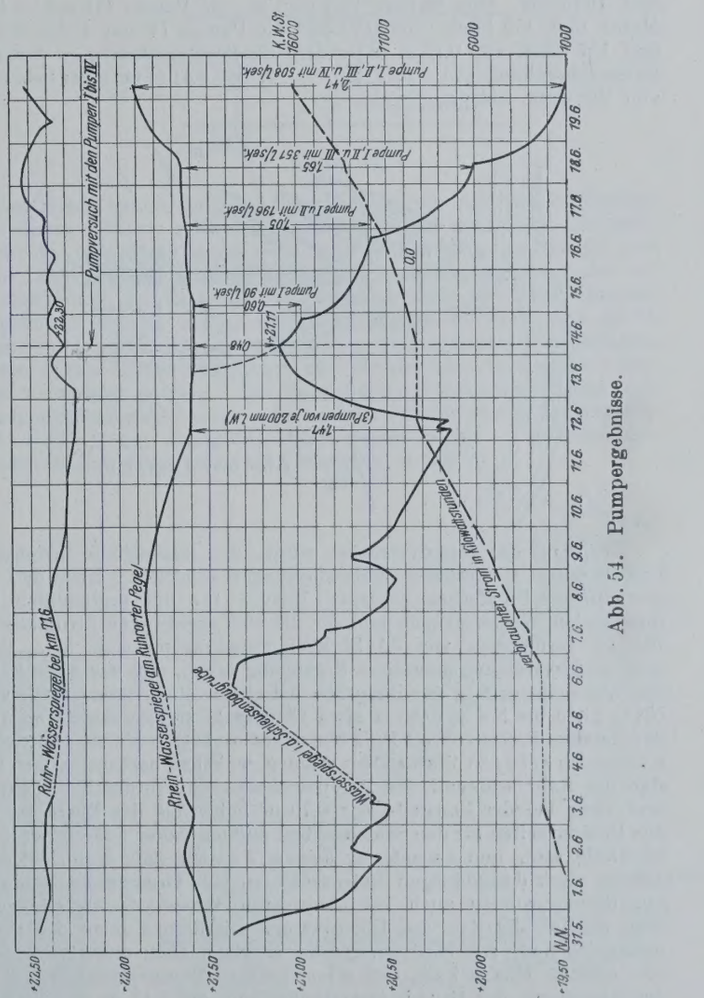


Abb. 54. Pumpergebnisse.

angestellt. Während der Versuche waren die Wasserstände infolge der Trockenheit des Frühjahrs 1911 sehr niedrig und schwankten an der der Baugrube gegenüberliegenden Stelle der Ruhr zwischen NN + 22,30 und 22,55, dagegen in der Kanalmündung zwischen NN + 21,60 und 21,90. Um festzustellen, welche Absenkungshöhe jeder einzelnen Pumpe zuzuschreiben war, wurden zunächst die schon in Betrieb genommenen Pumpen stillgesetzt, bis der abgesenkte Grundwasserstand auf NN + 21,11 am 14. Juni (Abb. 54) angestiegen war, während der Rhein noch 0,48 m höher und die Ruhr auf NN + 22,30 m stand. Dann wurde zunächst Pumpe I allein in Betrieb genommen, bis der Beharrungszustand eintrat, und dann die anderen Pumpen nacheinander mit angesetzt. Die Pumpe I mit 30-PS-Motor und 90 l/Sek.

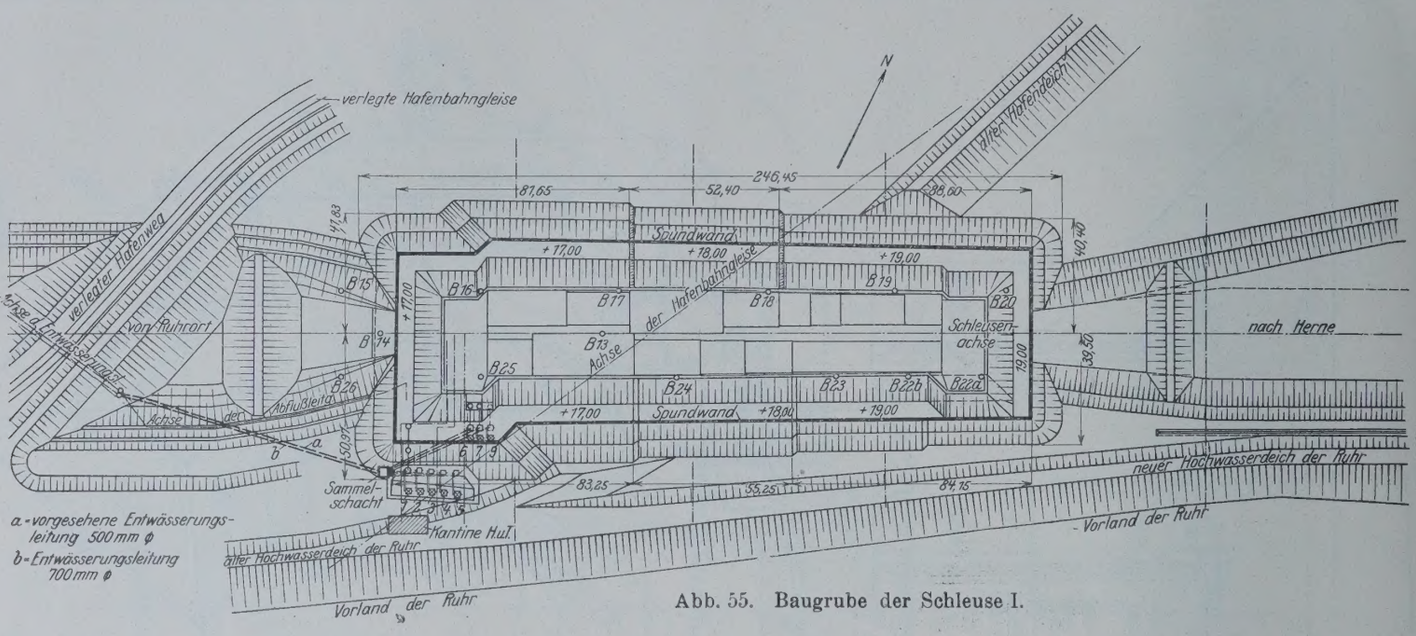


Abb. 55. Baugrube der Schleuse I.

erreichte eine Absenkung von 0,60, die Pumpe II mit 30-PS-Motor und 106 l/Sek. eine weitere von 0,45 m, die Pumpe III mit 40-PS-Motor und 155 l/Sek. von 0,60 und die Pumpe IV mit 40-PS-Motor und 157 l/Sek. von 0,76 m unter dem Rheinwasserstande, so daß die Gesamtabsenkung $0{,}60 + 0{,}45 + 0{,}60 + 0{,}76 = 2{,}41$ m bei einer Leistung von 508 l/Sek. betrug.

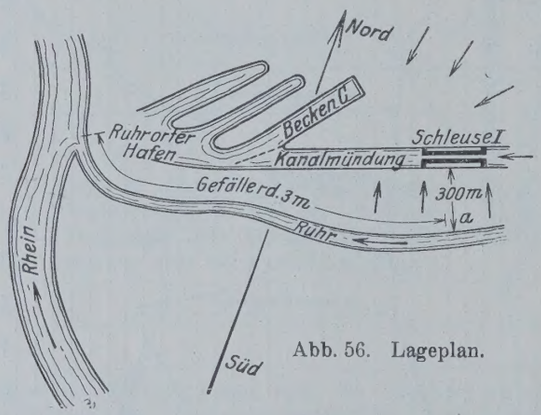


Abb. 56. Lageplan.

Während des Pumpversuches wurde der tatsächliche Stromverbrauch durch wiederholte Zählerablesungen ermittelt. Nach den so gewonnenen Ergebnissen wurden Kurven für die mutmaßlich zu pumpenden Wassermengen und für die sich ergebenden Stromkosten für den Strompreis von 5,1 Pf./kWh aufgetragen (Abb. 57). Ihre schätzungsweise vorgenommene Ergänzung ergab, daß zur Absenkung des Wasserspiegels in der Baugrube bei einem Rheinwasserstande von NN + 21,65 bis NN + 10,85 m etwa 2340 l/Sek. zu pumpen waren und daß bei dem Preise von 5,1 Pf./kWh die Stromkosten für eine Betriebsstunde sich auf 14,35 Mark stellen würden, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Ruhr während des Pumpversuches außerordentlich niedrig, und zwar bei der Baustelle nur 0,70 m höher als der Rhein stand. Die Pumparbeiten für den Schleusenbau mußten daher außerordentlich schwierig sein, und es unterlag keinem Zweifel, daß, wenn bei den äußerst stark durchlässigen Bodenschichten eine Grundwassersenkung mit Röhrenbrunnen auch bei niedrigeren Wasserständen angängig war, sie für die Zeit des Hochwassers des Rheins oder der Ruhr unmöglich und, wie Kostenvergleiche ergaben, auch unwirtschaftlich sein mußte. Hierzu kam, daß schon bei den Pumpversuchen infolge der Absenkung des Grundwasserstandes nur um 2,41 m das Wasser in den Brunnen des Wasserwerks der Gutehoffnungshütte stark gefallen war. Durch eine gänzliche Trockenlegung der Schleusenbaustelle mit Röhrenbrunnen wäre daher das Wasserwerk mindestens stark geschädigt worden, wenn es nicht seinen Betrieb ganz hätte einstellen müssen. Infolgedessen wurde von der Grundwasserspiegelsenkung mit Röhrenbrunnen, die nacheinander erfolgreich bei sieben Brücken angewandt worden war, für die Schleuse von vornherein abgesehen und für zweckmäßig erachtet, die Baugrube mit einer bis in den festen Mergel hineinreichenden hölzernen Spundwand zu umgeben und das Grundwasser aus offenen Gräben abzupumpen.

Würde die Spundwand mit der Oberkante hochwasserfrei gelegt und so weit von der Schleusenachse entfernt gerammt, daß sie ganz im Boden steht und daß nach Ausführung der Erdarbeiten für die Häupter und Kammermauern noch hinreichend Platz für die Baugrubenböschung verbleibt, so würden die Wasserhaltungsarbeiten überhaupt keine Schwierigkeiten bereiten. Die Spundwand müßte dann aber 19 m lang sein und fast in voller Länge in den Boden geschlagen werden. Würde sie aber gleich hinter den Schleusenmauern geschlagen, so würden zwar erhebliche Kosten für Erdarbeiten gespart werden, aber sie würde so starken Erd- und Wasserdruck von außen erhalten, daß die beiden in 30 m Entfernung gegenüberstehenden Längsspundwände außergewöhnlich stark gegeneinander versteift werden müßten. Diese Steifen müßten aber so nahe gesetzt werden, daß sie die Erd- und Betonierungsarbeiten — zumal etwa 1000 t Rundeisenstäbe einzubauen waren — sehr erschwert hätten. Am zweckmäßigsten wurde daher die Spundwand zwischen diesen beiden Grenzfällen so gelegt, daß die Rammtiefe bei dem grobsteinigen Kies das Maß von 6 bis 7 m nicht überschritt,

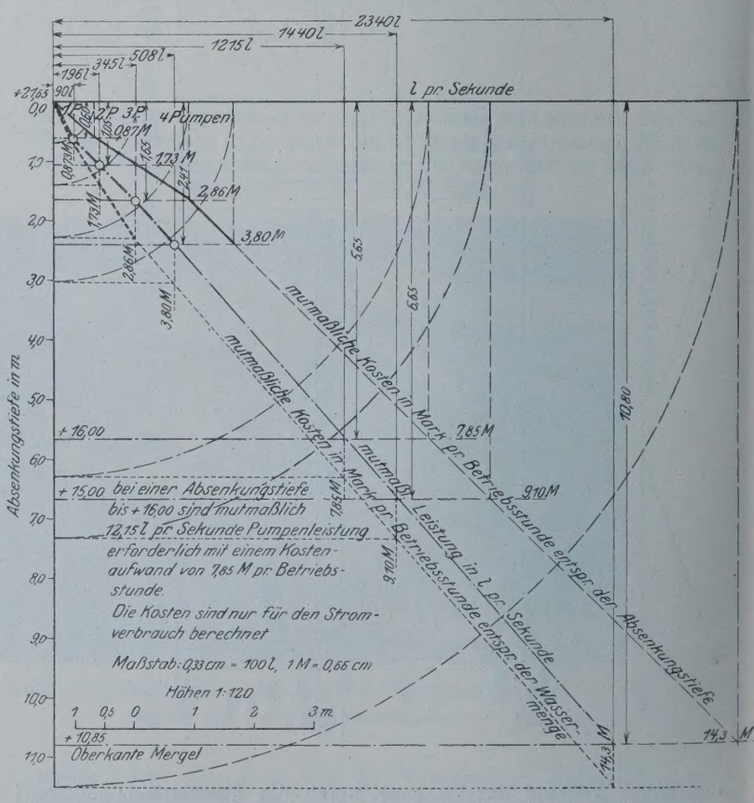


Abb. 57. Kosten- und Leistungskurve beim Rheinwasserstand + 21,65 über NN.

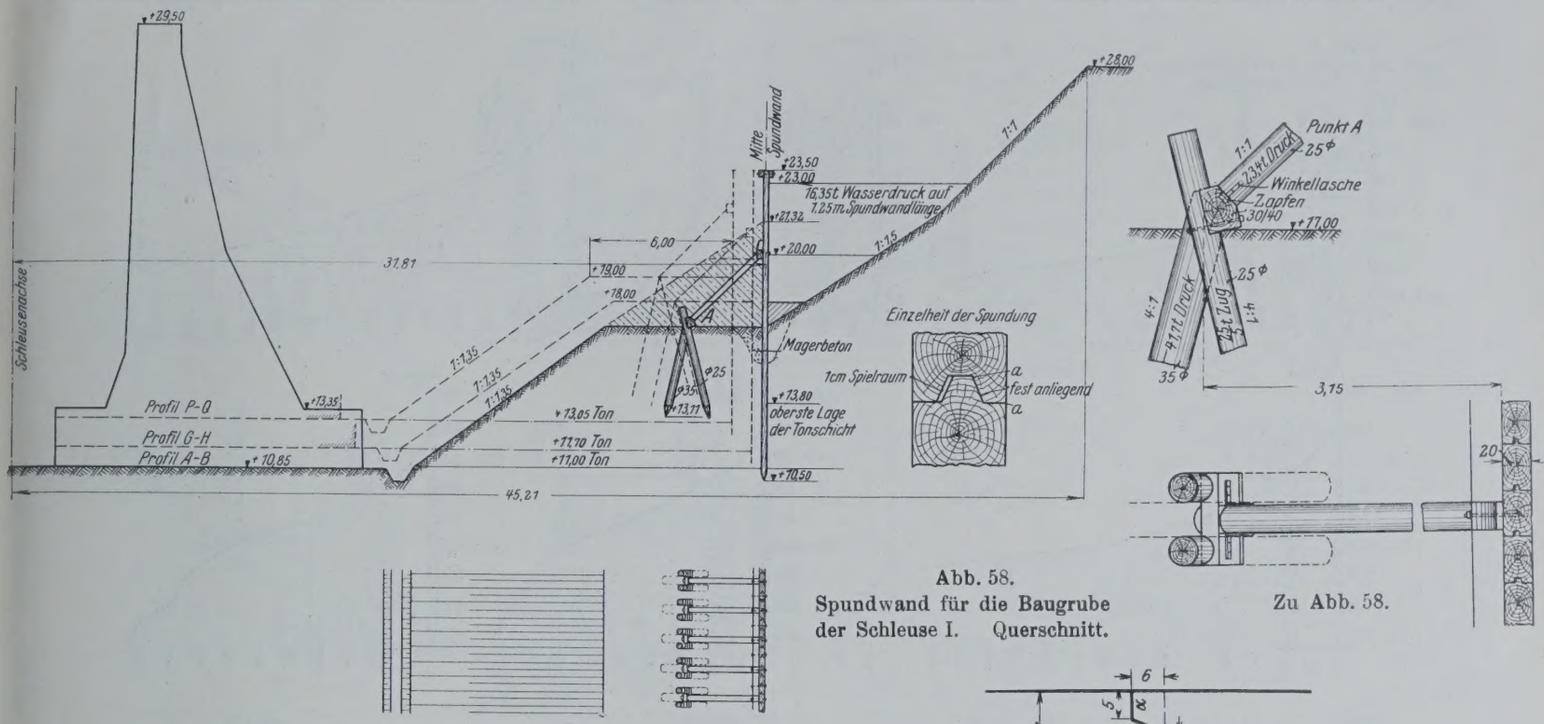


Abb. 58.
Spundwand für die Baugrube der Schleuse I. Querschnitt.

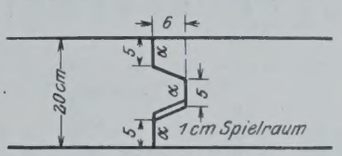


Abb. 59.

um die Gefahr des Zerschlagens der hölzernen Spundwände unbedingt auszuschließen. Kostenvergleiche ergaben als wirtschaftlichste Höhe für die Oberkante der Spundwand Ord. NN + 23,50 m, zumal bei ihr die Kosten für die Wasserhaltung während der Rammarbeiten für die Spundwand überhaupt und nach ihrer Fertigstellung bei mittleren Rheinwasserständen bis NN + 22,65 m diejenigen außerhalb der Spundwand gespart werden konnten. Für diese Höhe ergaben sich am Unterhaupte, wo der Mergel auf NN + 10,85 m anstand, 13 m und am Oberhaupt bei einer Mergelhöhe von NN + 14,65 m 10 m lange Bohlen. Vom Unter- zum Oberhaupt nahm ihre Länge daher allmählich entsprechend dem Ansteigen des Mergels ab. Alle Bohlen erhielten 0,20 m Stärke und trapezförmige Spundung nach nebenstehendem Querschnitt (Abb. 58 u. 59). Um ein Ausbrechen an den Nuten beim Rammen zu verhindern, sollte die Dichtung nicht an den keilförmigen Flächen, sondern bei *a* erzielt werden.

Um festzustellen, ob bei den vorliegenden schwierigen Bodenverhältnissen es überhaupt möglich ist, 13 m lange Holzspundbohlen 6,5 m tief in den Kies einzurammen und mit ihnen eine gleichmäßige und dichte Wand herzustellen, wurde zunächst ein 6,1 m langes Probestück von einem hölzernen Rammgerüst aus geschlagen, und zwar an derselben Stelle und unter denselben Verhältnissen, wie der Entwurf vorsah, so daß das Probestück als ein Teil der Spundwand während des Baues verwendet werden konnte. Beim Einrammen des letzten Meters kamen auf jedes Spundbohlenpaar nur etwa 100 Schläge mit einem 2000 kg schweren Rammbären bei etwa 0,5 m Fallhöhe (Abb. 62). Die Wand stand trotz ihrer großen Länge so tadellos und dicht (Abb. 60), daß von der Herstellung eines Rammgrabens, der zur Verminderung der Rammtiefe erforderlichenfalls vor dem Rammen ausgehoben werden sollte, abgesehen werden konnte. Die ganze Spundwand wurde von einem hölzernen Rammgerüst aus geschlagen, dessen Pfähle wieder ausgezogen und für die weiteren Gerüste mehrmals verwendet wurden. Die Verwendung schwimmender Rammen wurde mit Rücksicht darauf verboten, daß auf eine sorgfältig gerammte und dichte Wand der größte Wert gelegt wurde. Während der Rammarbeiten waren dauernd 4 Rammen in Betrieb.

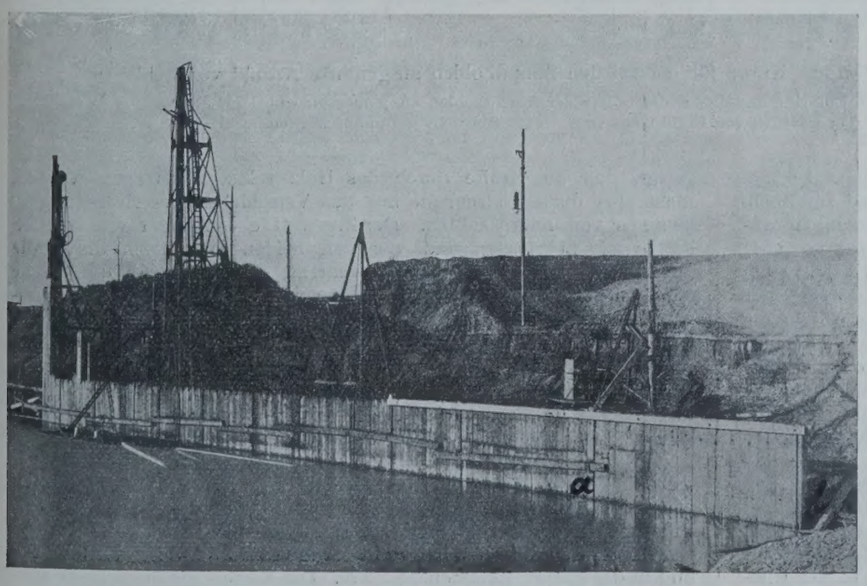


Abb. 60. 13 m lange südliche Spundwand der Schleuse I. Probestück *a—b*.

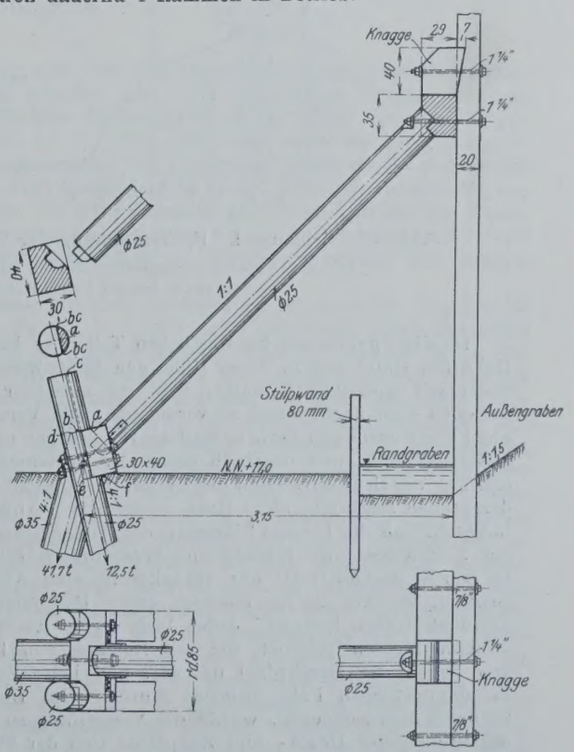


Abb. 61. Schleuse I. Absteifung der Spundwand.

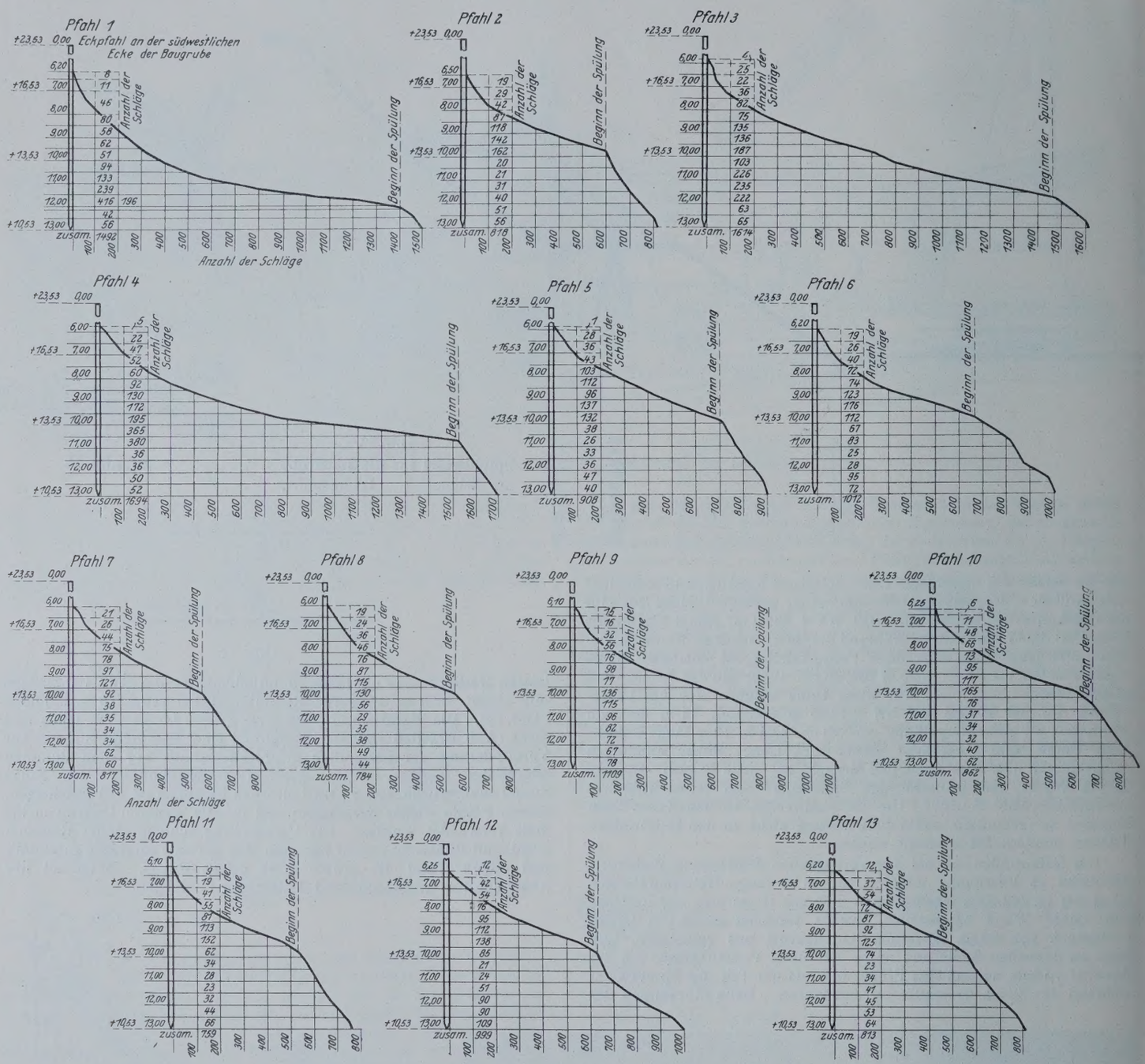
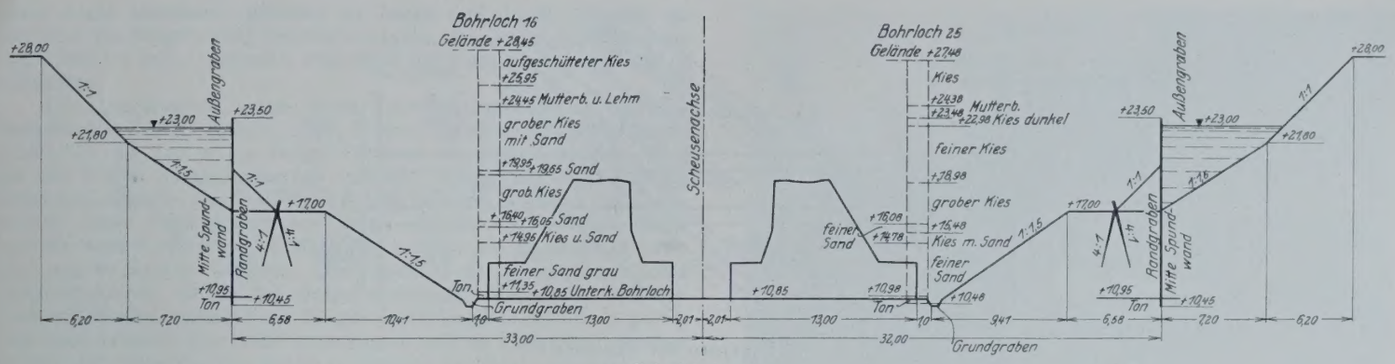


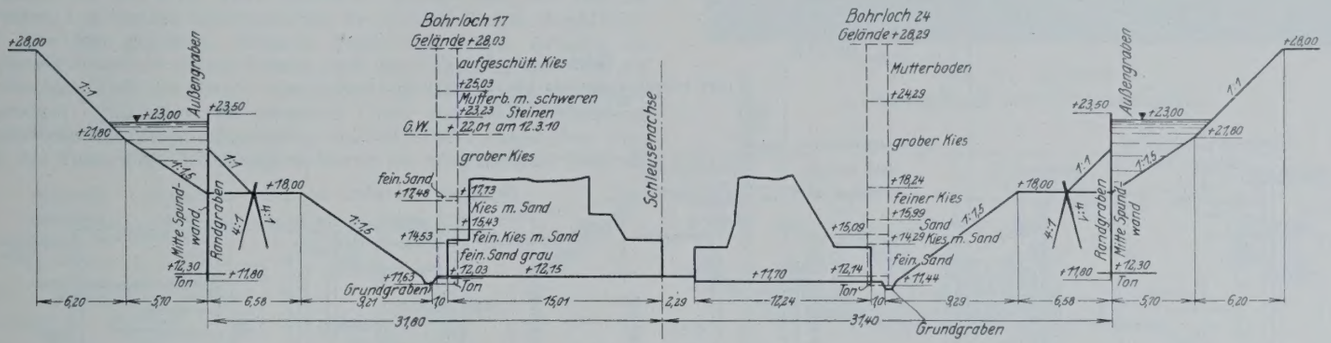
Abb. 62. Schleuse I. Proberammung der Spundwand. Kurve für die bei den Spundbohlen ausgeführte Anzahl von Schlägen.

Die als Ordinate angegebenen Zahlen geben die Eindringungstiefen der Spitze der Spundbohlen an, gemessen von + 23.53 aus. Oberkante Mergel ist im Bohrloch 2,0 m westlich von Pfahl 1 auf Ord. + 11,32 über NN gefunden worden.

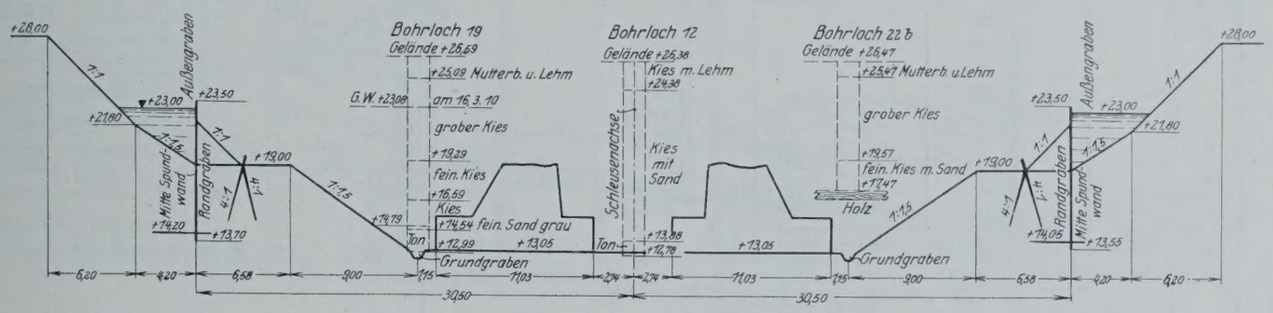
Da die Spundwand im westlichen Teile der Baugrube auf 6,5 m Höhe frei stand und in dieser Höhe den Außenwasserstand zur Hochwasserzeit auszuhalten hatte, war sie entweder nach innen abzusteifen oder nach außen zu verankern. Die Verankerung bot aber nicht ausreichende Sicherheit, weil die Böschungen unter NN + 21,80 m anderthalbfüßig und oberhalb sogar der Kostenersparnis wegen nur einfüßig angelegt waren und der Damm (Ruhrdeich) für die Abfangung der großen Zugkräfte nicht stark genug war. Außerdem war zu befürchten, daß die für das Einziehen der Anker auszuhebenden Gräben bei Hochwasser die Bildung von Wasseradern erleichtern könnten. Es wurde deshalb statt der Verankerung eine Absteifung (Abb. 61) gewählt, die aus 25 cm starken, gegen Pfahljoche sich stützenden Rundholzstreben bestand. Jedes Joch wurde aus einem Druck- und zwei Zugpfählen gebildet, die mit Neigung von 1 : 4 gerammt und von denen der Druckpfahl mit 41,7 und jeder Zugpfahl mit 12,5 t im ungünstigsten Falle belastet wurde. Um Biegungsspannungen tunlichst auszuschließen, wurde die Versteifung so angelegt, daß die Mittellinien der Druck- und Zugpfähle und der Steifen in der Bildfläche sich in einem Punkte schnitten. Außerdem wurde Wert darauf gelegt, daß die Kräfte durch das Holz selbst übertragen wurden, nicht aber durch Bolzen, die nur das Verschieben der Hölzer gegeneinander verhindern sollten. Der Zug wurde von dem Riegel auf die Fläche a b übertragen und von den beiden Zugpfählen durch die Scherflächen b c aufgenommen, während der Druck auf die Fläche d e f bei den Druckpfählen übertragen wurde (Abb. 61). Die Spundwand übertrug den Wasserdruck auf die Steifen durch einen durchgehenden Riegel, dessen Ausweichen durch eingestemmte Knaggen verhindert wurde. Vor der Spundwand wurde eine 6,6 m breite Ebene vorgesehen, auf der die Ramme für die Jochpfähle laufen und die gleichzeitig zur Sicherung der Spundwand dienen sollte. Diese Rammebene wurde in drei verschiedenen Höhen, nämlich auf NN + 17, + 18 und + 19 (Abb. 63) der Kostenersparnis wegen entsprechend dem Ansteigen des Mergels von NN + 10,85 im Westen bis + 14,65 im Osten (Abb. 64) angeordnet, um die Anzahl der Versteifungen und den Umfang der Erdarbeiten nach Osten zu verringern. Der Abstand der Streifen betrug in der unteren 1,25, in der mittleren 2,5 und in der oberen Rammebene 3,5 m. Die Kosten für die Spundwandumschließung und ihre Absteifung waren auf 200 000 Mark veranschlagt.



Schnitt $A-B$.



Schnitt $G-H$.



Schnitt $P-Q$.

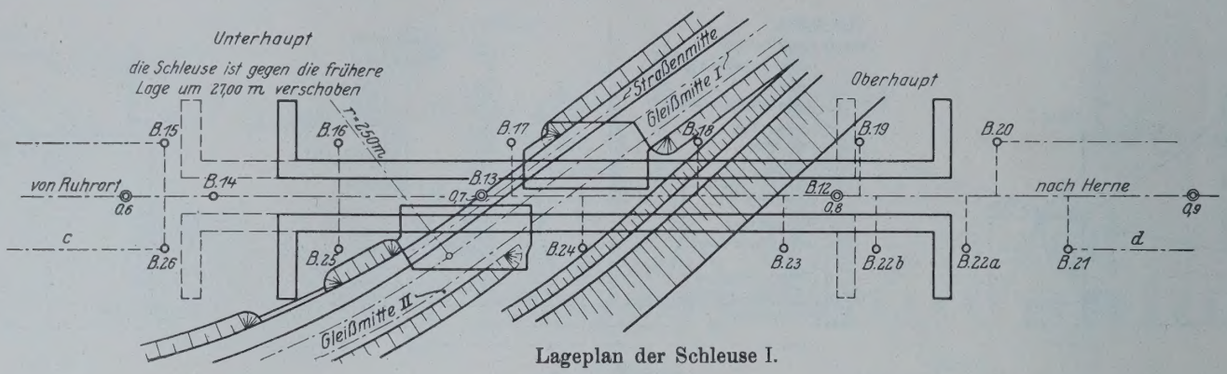
Abb. 63. Schleuse I. Querschnitte durch die Baugrube.

Die Schleusenbaugrube war auf allen Seiten (Abb. 55) durch hochwasserfreie Dämme gegen das unmittelbare Eindringen des Ruhr- oder Rheinwassers geschützt und konnte daher nur durch Ansteigen des Grundwassers außerhalb der Spundwand überflutet werden, was allerdings durch den stark durchlässigen Untergrund außerordentlich begünstigt wurde.

Zu ihrer Trockenhaltung mußte daher eine Pumpanlage geschaffen werden, die imstande war, die Spundwand vor dem Überfluten von außen her zu schützen und innerhalb das durch ihre Undichtigkeit eindringende Wasser wieder zu entfernen.

Innerhalb der Spundwand wurden zwei rings um die Baugrube führende Gräben angelegt, und zwar der Grundgraben in der Gründungssohle gleich außerhalb der Betonfundamente und der Randgraben unmittelbar an der Spundwand in Höhe der drei Rammebenen. Der Randgraben hatte das oberhalb der Rammebenen durchsickernde Wasser und der Grundgraben das etwa aus dem Randgraben oder durch Undichtigkeit der Spundwand unter der Rammebene unterirdisch austretende Wasser aufzunehmen. Der Grundgraben wurde seitlich durch zwei etwa 2 bis 3 m lange starke Stülpwände eingefaßt; der Randgraben erhielt nur eine Stülpwand (Abb. 61), weil er auf der anderen Seite schon durch die große Spundwand gesichert wurde. Ein weiterer, nämlich der Außengraben, wurde außerhalb der Spundwand von ihr und der äußeren Baugrubenböschung gebildet und hatte das von außen her durch den Damm eindringende Wasser den Pumpen zuzuführen. Alle drei Gräben hatten infolge des Abfallens des Mergels vom Ober- zum Unterhaupt um 3,8 m und den entsprechend abfallenden Rammebenen nach Westen hin ausreichend Gefälle. Hieraus ergab sich die Zusammenlegung der ganzen Pumpanlage in der Südwestecke der Baugrube (Abb. 65 u. 66) als selbstverständlich, zumal bei einer solchen Lage die Bedienung und der Betrieb am wirtschaftlichsten sind. Dazu kam noch, daß auch von hier am leichtesten Vorflut nach dem im allgemeinen tiefer liegenden Rheinwasserstande zu schaffen war. Da elektrischer Strom von dem Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerk zu Wesel zu dem billigen Einheitspreise von 5,1 Pf./kWh, und zwar nach der Umformung in Niederspannung gemessen, zur Verfügung stand, wurde elektrischer Betrieb gewählt. Zum Ersatz wurden zwei Lokomobilen aufgestellt, von denen die größere mit 200 PS damals gerade bei dem Bau der Weserstaustufe zu Dörverden frei geworden war, und die kleinere mit 105 PS von der Maschinenfabrik Wolf zu Magdeburg-Buckau neu gekauft wurde.

Um das Wasser aus dem Außengraben abzupumpen, wurden die Pumpen 1a, 1b, 2a, 2b, 3, 4, 5, 6 und 7 aufgestellt, deren Saugrohre in die Filter 1, 2, 3, 4 und 9 geführt wurden. Später stellte das Wasserwerk der Gutehoffnungshütte auf eigene Rechnung noch die Pumpe 10 mit 350 mm Stutzenweite auf, die aus dem Filter 1 sog und das Wasser einem von ihr in dem Ruhrvorland angelegten Anreicherungsgraben zuführte, um somit mittelbar ihre Brunnen zu speisen, die infolge der Pumparbeiten an der Schleuse nicht mehr genug Wasser lieferten. Außerdem wurde nachträglich noch eine Pumpe Nr. 11 mit 600 mm Durchm. im Außengraben aufgestellt, die ohne Filter unmittelbar dem Außengraben Wasser entnahm und es über den südlichen Deich hinweg auf das Ruhrvorland pumpte. Geländeausspülungen waren dadurch nicht zu befürchten, weil diese starke Pumpe nur in Betrieb gesetzt wurde, wenn das Ruhrvorland durch Austreten der Ruhr bereits überschwemmt war. Im Randgraben wurden die beiden Filter 5 und 8 abgeteuft, aus denen die Außenpumpen 3, 1a und 1b sogen, deren Saugleitung derartig gabelförmig angeordnet war, daß der eine Strang aus dem Außen- und der andere aus dem Randgraben pumpte. Hinter ihrer Abzweigung war in jeden Strang ein Schieber eingebaut, so daß die Möglichkeit bestand, jeden der beiden Stränge abwechselnd auszuschalten oder



Lageplan der Schleuse I.

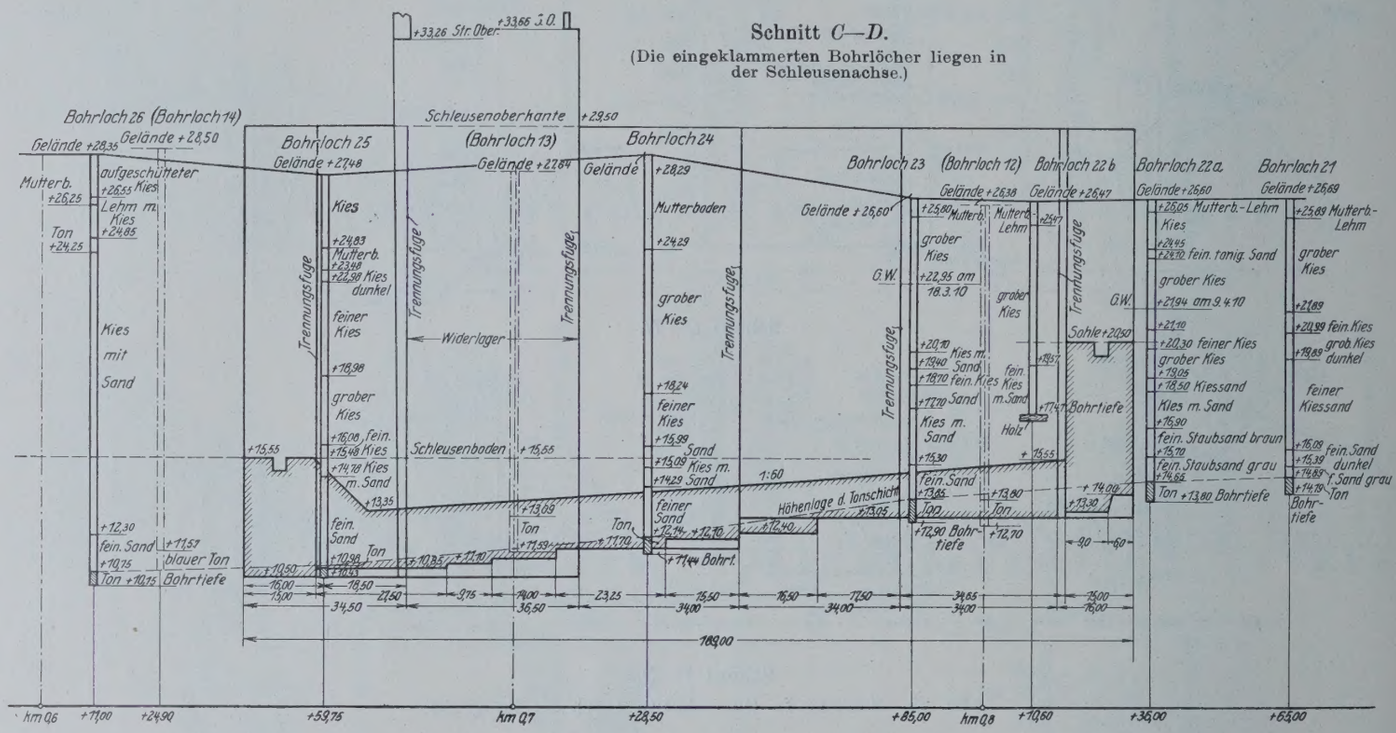


Abb. 64. Schleuse I. Bohrlöcher für die Bodenuntersuchung

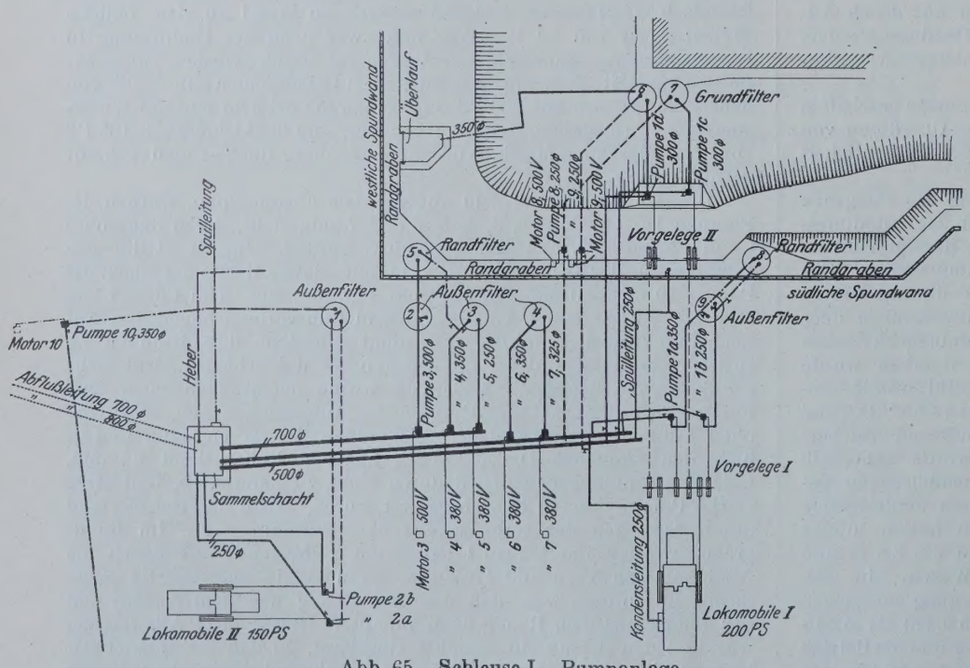


Abb. 65. Schleuse I. Pumpanlage.

Abb. 66. Schleuse I. Pumpanlage.

auch beide zusammen arbeiten zu lassen und durch Drosseln der Schieber die Saugwirkung beliebig zu regeln. Im Grundgraben wurden die Filter 6a und 7 versenkt, aus denen die Pumpen 8, 9, 1d und 1e arbeiteten.

Die Filterbrunnen hatten einen Durchmesser von 2 m und bestanden aus 8 mm starken, 40 × 10 mm geschlitzten Eisenblechen (Abb. 67), die aus je 1 m langen Schüssen zusammengeschraubt und an den Stößen durch Eisenringe verstärkt waren. Sie wurden durch Eisenbahnschienen und Sandsäcke kräftig belastet, während der Boden mittels eines Greifbaggers aus ihnen entfernt wurde. Die Filter wurden zum Preise von 130 Mark für 1 lfd. m frei Baustelle geliefert und von 80 Mark/m versenkt. Das Absenken der Grundfilter machte Schwierigkeiten, als sie den Mergel erreichten. Zunächst wurde anstatt mit Greifer nunmehr der Mergel durch Taucher mit Hand gelöst. Als diese Arbeiten aber nicht vorangingen und zu kostspielig wurden, wurde das folgende, von Menke erdachte Verfahren erfolgreich angewendet: In das 2 m weite Filterrohr wurde (Abb. 68) ein ungelochtes, 1 m starkes Eisenblechrohr bis in den Mergel eingedrückt und hier leer gepumpt. Sodann wurde von einem Arbeiter im Trockenen innerhalb dieses Rohres und dann auch darunter bis zur gewünschten Tiefe der Mergel ausgehoben und das Schutzrohr wieder ausgezogen. Nachdem die zwischen Filter und Rohr verbliebene Schutzdecke aus Mergel abgestoßen und mit Greifer ausgehoben war, sank das Filter ohne Schwierigkeit bis zu der planmäßigen Tiefe ab.

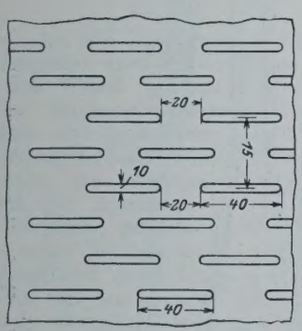


Abb. 67. Filterrohr. Anordnung der Siebschlitze.

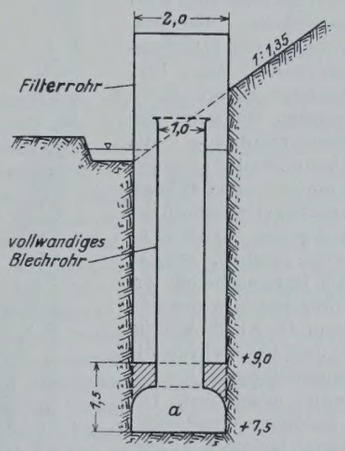


Abb. 68. Menkesches Verfahren.

Der Betrieb der Pumpanlage war so geregelt, daß in jedem der 3 Gräben sowohl mit elektrischem Strom wie mit Dampfkraft gepumpt werden konnte. Die Elektromotoren für die Außenpumpen 3 bis 7 waren in einem gemeinsamen Maschinenhäuschen untergebracht und in Höhe von NN + 27,5 m aufgestellt, so daß sie nicht unter Wasser kommen konnten. Die die Pumpen antreibenden Motoren 8 und 9 von je 75 PS waren nahezu senkrecht über den Pumpen auf einem Gerüst befestigt, dessen Plattform auf NN + 23,50 lag. Da das Wasser in der Baugrube jedoch bei ihrer Unterwassersetzung höher steigen konnte, wurde über jedem Motor ein Galgen angebracht, woran sie im Notfalle sofort hochgezogen werden konnten. Die beiden Lokomobilen, von denen jede 2 Pumpen gleichzeitig antreiben konnte, wurden so hoch gestellt, daß sie unter keinen Umständen unter Wasser kamen. Infolgedessen konnte die Lokomobile I ihre Grundpumpen nicht unmittelbar, sondern erst durch Vermittlung der Vorgelege I und II antreiben. Das Vorgelege II war oben an der Spundwand angebracht und wurde mit dem von der Lokomobile I unmittelbar angetriebenen Vorgelege durch lange Hanfseile gezogen. Diese Kraftübertragung hat sich beim Betriebe jedoch nicht als zweckmäßig erwiesen, zumal die Vorgelege nicht stabil genug an der Spundwand und auf einem Holzgerüst befestigt waren. Sie konnten sowohl die Pumpen 1d und 1e, die aus dem Grundgraben pumpten, als auch die Pumpen 1a und 1b antreiben, die je nach Bedarf aus dem Randgraben oder aus dem Außengraben pumpten. Somit konnte die Lokomobile I zu allen drei Arten des Pumpens benutzt werden. Da die Dampfkraft trotz des niedrigen Strompreises wirtschaftlicher war als die elektrischen, wurde die Lokomobile I dauernd in Betrieb gehalten. Die kleinere Lokomobile wurde nur angeheizt, wenn Hochwasser zu erwarten war, da ihre Pumpen nur aus dem Randgraben saugen konnten.

Die Leistungsfähigkeit der Pumpanlage war so bemessen, daß bei Hochwasser 2800 l/Sek. gepumpt werden konnten. Im Betriebe waren Niederdruckkreiselpumpen der Firma Brodnitz & Seidel, Gebauer, Menck & Hambrock und Wolff, die sich sämtlich bewährt haben. Die Pumpen von Gebauer waren vom Wasserbauamt Emden beschafft und

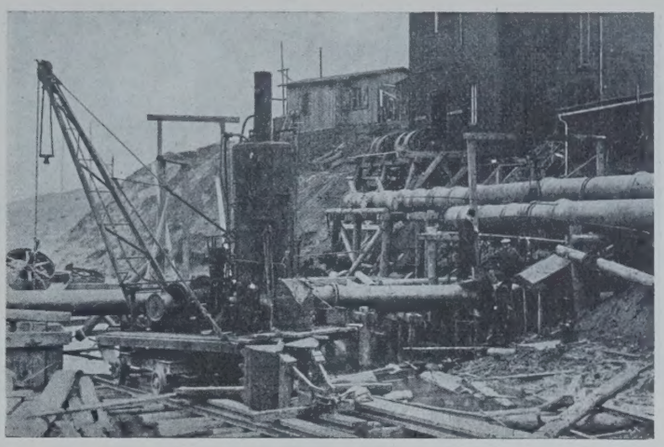


Abb. 69. Schleuse I. Pumpanlagen und Druckleitungen.

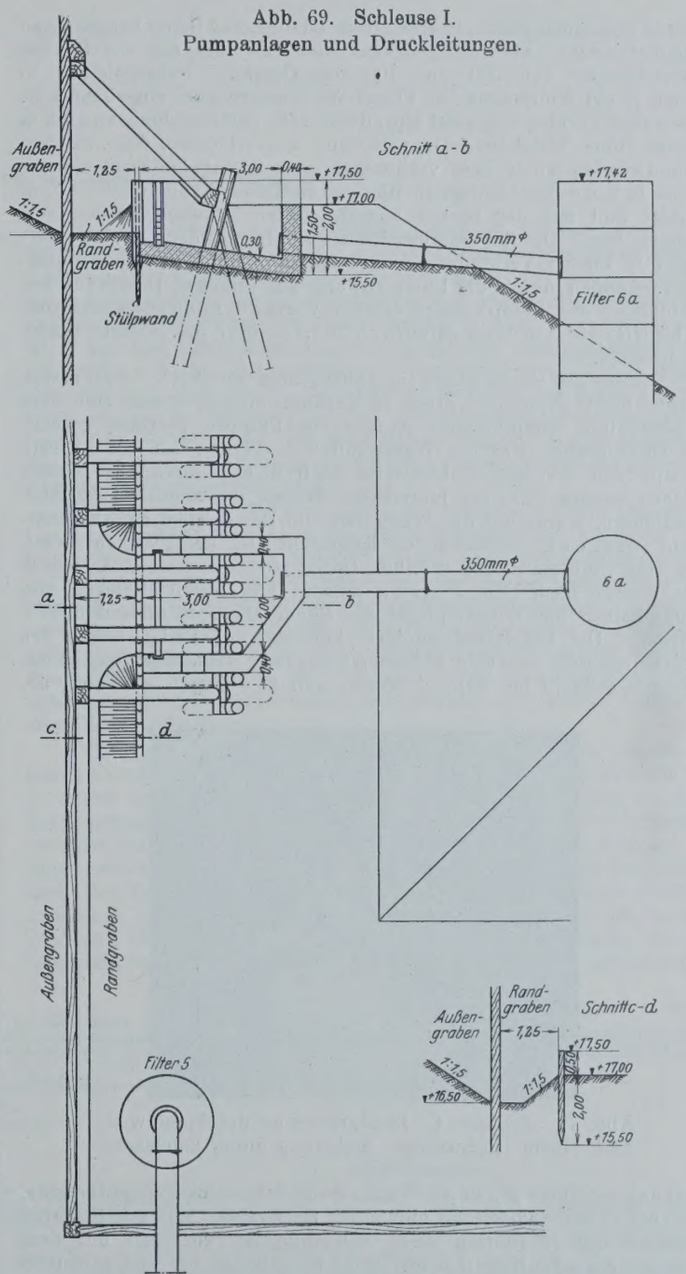


Abb. 70. Spundwand zur Befestigung des Bodens in der Baugrube bei Schleuse I.

wurden wegen der Fertigstellung der Seeschleuse hierher abgegeben. Die kleinste Pumpe hatte 250 und die größte 600 mm Stutzenweite.

Das Pumpwasser wurde durch 2 Sammelrohre von je 700 mm und ein drittes von 500 mm Lichtweite (Abb. 69), die bei den Brücken-

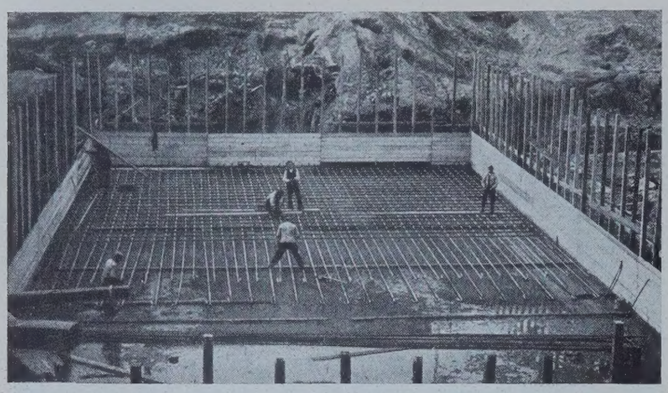


Abb. 71. Schleuse I. Verlegen des Eisenrostes in der Sohle des Unterhauptes.

bauten gewonnen waren, in einen oben offenen, aus Beton hergestellten Sammelschacht (Abb. 65) gedrückt und von ihm aus durch zwei Rohrleitungen von 500 und 700 mm Durchm. weitergeleitet, in denen je ein Woltmannscher Flügel als Wassermesser eingebaut war. Sie waren an eine aus zwei eiprofilförmigen Zementrohren von 1,5 m lichter Höhe bestehende Doppelleitung angeschlossen, die zwischen Spundwänden unter dem vorübergehenden Eisenbahndamm mit der Sohle in Höhe des niedrigsten Rheinwasserstandes von NN + 19,60 m verlegt und mit der bereits ausgebaggerten Mündungsstrecke verbunden war. Da der Sammelschacht somit mit dem Rheinwasserstand in offener Verbindung stand, mußte in ihm bei hohen Rheinwasserständen durch die Pumpwirkung ein kräftiger Überdruck zur Abführung des Pumpwassers erzeugt werden. Infolgedessen wurde er bis NN + 31,0 m hoch geführt, d. h. 1,7 m über das höchste Rheinhochwasser.

Solange das Grundwasser im Außengraben unter NN + 22,5 stand, wurde nicht gepumpt. Stieg es darüber hinaus, wurde eine dem Wasserzufluß entsprechende Anzahl von Pumpen in Gang gesetzt. Im Grundgraben war der Wasserzufluß so gering, daß die kleinste Pumpe von 250 mm Stutzenweite noch nicht dauernd in Betrieb bleiben konnte. Um ihr hinreichend Wasser für einen Dauerbetrieb zuzuführen, wurde auf der Wasserseite im Randgraben ein Überlaufwehr (Abb. 65 u. 70) aus Beton hergestellt, das den gleichen Zweck wie eine Umbruchleitung erfüllte. Durch ein 350 weites Rohr wurde das Wasser nach dem Filter 6a geleitet und durch Einlegen von Dammbalken der Wasserspiegel des Randgrabens beim Randfilter 5 geregelt. Die Randgrabenpumpen konnten seit Fertigstellung des Überlaufwehres zeitweilig stillgesetzt werden. Trotzdem den Grundpumpen seitdem hinreichend Wasser zufloß, schlugen sie häufig ab,

Abb. 72. Schleuse I. Randgraben an der Spundwand nach einem Hochwasser. Sicherung durch Sandsäcke.

weil das von ihnen gepumpte Wasser große Schlammengen mitbrachte, die sich in der Saugleitung allmählich festsetzten. Wie schon vorher erwähnt wurde, rührten diese Schlammassen von den mit dem Trockenbagger im Nassen ausgeführten Erdarbeiten her und gelangten durch das dem Grundgraben zufließende Wasser zunächst in ihn und dann in die Filter. Der Pumpbetrieb der Grundpumpen ging erst glatt vonstatten, als in die beiden Filter kleine Vertikalhandbagger eingesetzt waren, durch deren Eimer der Schlamm entfernt wurde. Diese Bagger wurden täglich etwa 1 Stunde benutzt und haben sich gut bewährt.

Der durch das Pumpen mitgerissene Sand und Schlamm gelangte auch in den Sammelschacht und verstopfte dort die Abflußleitungen. Zur Reinigung des Sammelschachtes wurde unten in ihn eine 250 mm weite, durch Schieber verschließbare Rohrleitung eingebaut, so daß durch kräftiges Spülen der Sand entfernt werden konnte.

Nachdem am 9. Oktober 1911 der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. der Auftrag für den Schleusenbau, jedoch ohne die Wasserhaltungsarbeiten, erteilt war, begann sie am 11. November 1911 mit den Rammarbeiten für die Spundwand, die im Tag- und Nachtbetriebe durchgeführt und trotz mehrfacher Behinderung durch Hochwasser am 21. März 1912 beendet wurden. Dann wurden von seiten der Bauverwaltung die Pumparbeiten aufgenommen und der Wasserspiegel innerhalb der Baugrube zunächst so weit gesenkt, wie es die Rammarbeiten erforderten. In der Zeit vom 13. April bis zum 3. Juli 1912 wurde die Aussteifung der Spundwand ausgeführt. Die Betonierungsarbeiten begannen am 4. August 1912 am Unterhaupt (Abb. 71) und schritten von hier allmählich nach Osten vor. Mit den Betonierungsarbeiten am Oberhaupt wurde im Dezember 1912 begonnen.

Es war von vornherein beabsichtigt, bei größerem Hochwasser die ganze Baugrube unter Wasser zu setzen, da trotz der leistungsfähigen Pumpanlage zu befürchten war, daß die Außenpumpen auf längere Zeit nicht imstande sein würden, den Wasserstand im Außengraben unter der Spundwandoberkante zu halten und ein Überströmen über die Spundwand wegen der für die Baugrube daraus sich ergebenden Gefahr unter allen Umständen verhütet werden mußte. Als am 9. September 1912 das Wasser im Außengraben bis 50 cm unter der Spundwandoberkante angestiegen und noch weiteres Steigen der Ruhr gemeldet war,

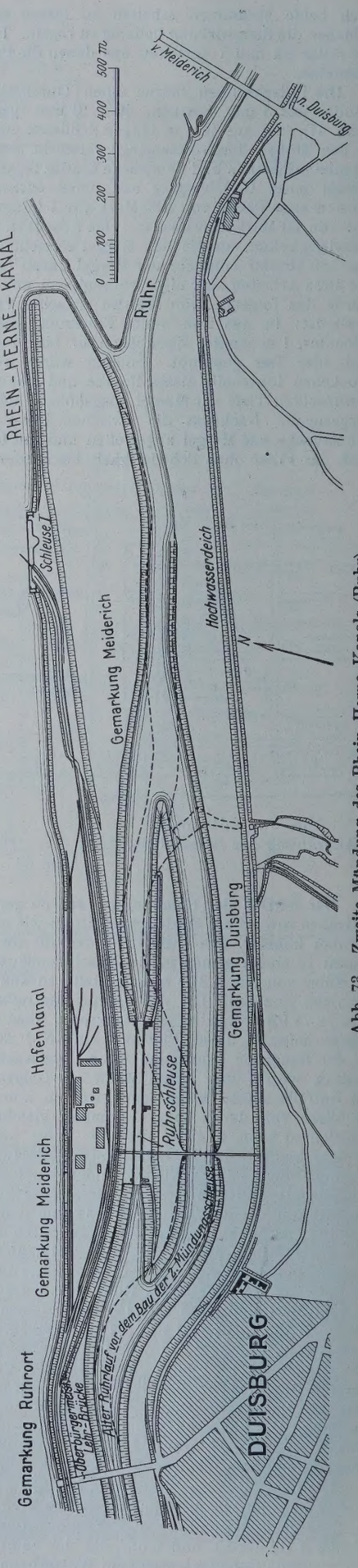


Abb. 73. Zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals (Ruhr).

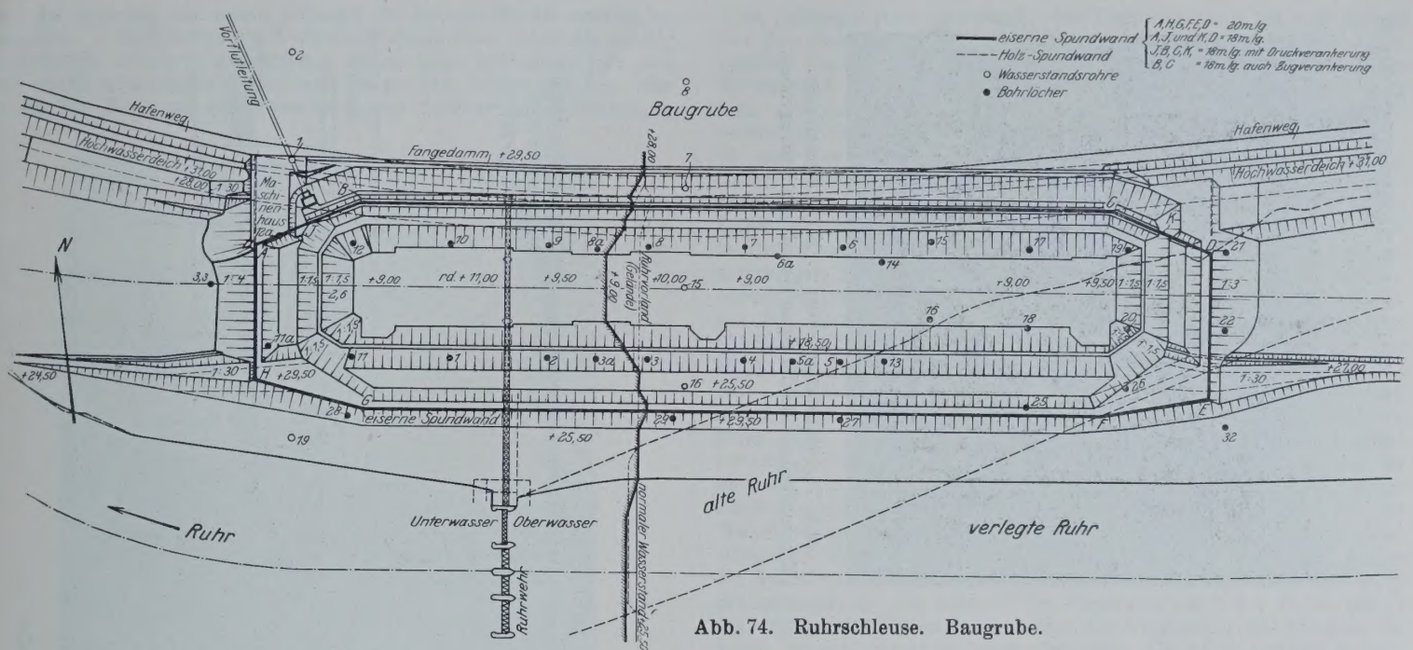


Abb. 74. Ruhrschleuse. Baugrube.

wurden die Innenpumpen stillgesetzt, so daß das Wasser in der Baugrube anstieg. Außerdem wurde die Baugrube noch zweimal unter Wasser gesetzt, wobei zwar verschiedene Rutschungen in den Böschungen auftraten, die aber durch Einbringen von Schotter, Kies und Sandsäcken (Abb. 72) ohne Schwierigkeiten wieder instandgesetzt werden konnten. Größerer Schaden ist durch das Unterwassersetzen der Baugrube nicht entstanden. Bei durchweg anderthalbflüssigen Böschungen wären die Böschungen wahrscheinlich völlig unversehrt geblieben. Ein Teil der Erd- und die Betonierungsarbeiten wurden mittels zweier Kabelbahnen — System Bleichert — ausgeführt, deren Tragseile parallel zur Schleusenachse gespannt waren und sich um mehrere Meter seitlich verschieben ließen, so daß beinahe die ganze Mauerbreite von ihr bestrichen werden konnte. Diese Anordnung war mit Rücksicht darauf gewählt, daß die Baugeräte durch das Unterwassersetzen keinen Schaden erleiden sollten und daß für das Betonieren der höher liegenden Mauerwerkteile die Bausohle nicht mehr wasserfrei gehalten zu werden brauchte.

11. Zweite Mündungsschleuse.

a) Begründung für die zweite Mündung. Mit Rücksicht auf die infolge Bergbaues eintretenden Bodensenkungen sind die Schleusen II bis VII als Doppelschleusen ausgeführt und ihre beiden Kammern fußstapfenförmig gegeneinander versetzt worden, damit durch die eine Schleuse noch Schiffahrt betrieben werden kann, solange die andere zur Beseitigung der infolge Bergbaues entstandenen Schäden instandgesetzt wird. Da unter der Schleuse I in Duisburg in absehbarer Zeit Bergbau nicht umgeht, wurde hier jedoch nur eine einfache Schleuse gebaut. Hierbei ist auch berücksichtigt worden, daß im Gegensatz zu den Schleusen II bis VI, wo das Gefälle gleichbleibend 5 m und Schleuse VII in Herne, wo es sogar gleichbleibend 6 m beträgt, das Gefälle der Schleuse I wegen der Wasserstandwechsel von Rhein und Ruhr von 0 bis 5,4 m schwankt und bei MW des Rheins nur 2,35 m beträgt, so daß hier im allgemeinen etwas schneller geschleust werden kann. Der Schiffahrtbetrieb entwickelte sich seit der Inbetriebnahme des Kanals im Juli 1914 gleich außerordentlich und betrug im Jahre 1918 schon 9,6 Mill. t, so daß bei allen Schleusen den ganzen Tag über und bei Schleuse I auch während der Nacht geschleust werden mußte. Nach dem Kriege ist er auf dem Rhein-Herne-Kanal zwar so weit zurückgegangen, daß die Schleuse I ihn mit verlängerter Tagesschicht bewältigen kann. Für den Fall, daß der Verkehr künftig erheblich anschwellen sollte, wird eine zweite Mündung für den Rhein-Herne-Kanal unbedingt erforderlich, um so mehr, als jetzt Gefahr besteht, daß er ganz stilliegen würde, wenn die Schleuse I infolge Sabotage oder aus sonstigen Gründen betriebsunfähig wird.

Der Bau einer 2. Schleuse neben der Schleuse I stößt, abgesehen von dem Nachteil, daß dann der ganze Schiffahrtverkehr durch den Ruhrorter Hafen geleitet werden würde, auch wegen Platzmangels auf Schwierigkeiten. Als 2. Mündung wird daher zweckmäßig der oberhalb der Schleuse I abzweigende Verbindungsgraben zur Ruhr und diese selbst benutzt, und nördlich des Ruhrwehrs eine Schleuse gebaut, während die Ruhr oberhalb des Wehrs in gerader Richtung durchgeführt wird (Abb. 73). Bei dieser Gelegenheit wird die Ruhr unterhalb der Oberbürgermeister-Lehr-Brücke auf 1900 m Länge zu einer Reede erweitert.

b) Die Abmessungen der Ruhrschleuse. Da für den Rhein-Herne-Kanal der Bau dritter Schleusen in Aussicht zu nehmen ist, so mußte beim Bau der 2. Mündungsschleuse auch auf eine künftige Erweiterungsmöglichkeit Bedacht genommen werden. Für 2 Schleusen nebeneinander mangelt es aber an Platz, weil die neue Schleuse im Ruhrvorland nördlich des Wehrs zu bauen, und für die Baugruben nach den Erfahrungen von Schleuse I eine große Breitenentwicklung unbedingt erforderlich ist. Es blieb daher nur übrig, die beiden Schleusen hintereinander zu legen und gleichzeitig zu bauen, um die beträchtlichen Kosten für die Wasserhaltung nur einmal aufzuwenden

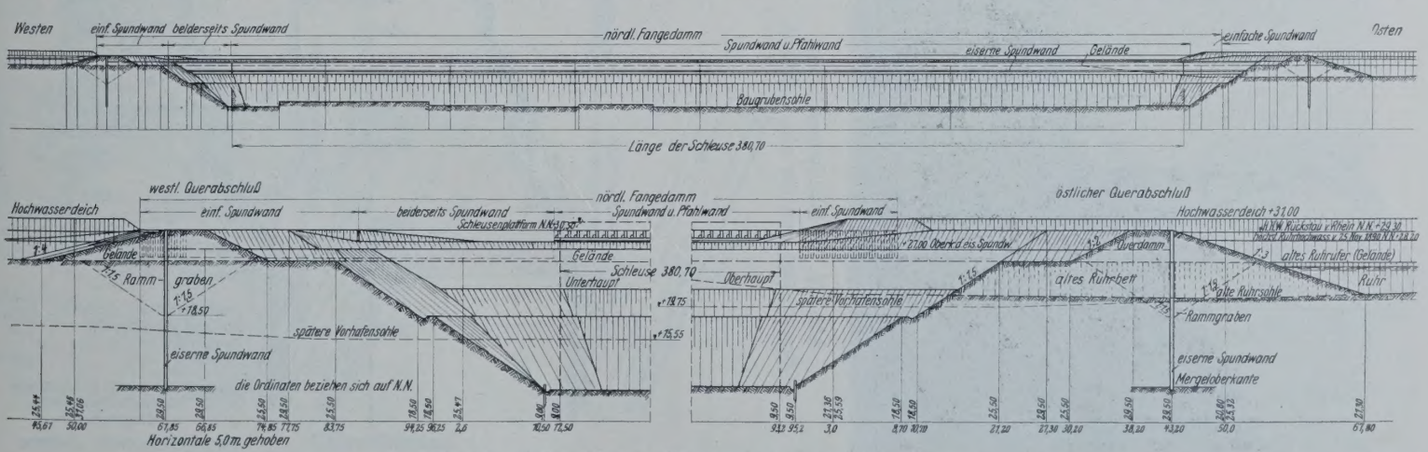


Abb. 75. Ruhrschleuse. Längsschnitt durch die Baugrube.

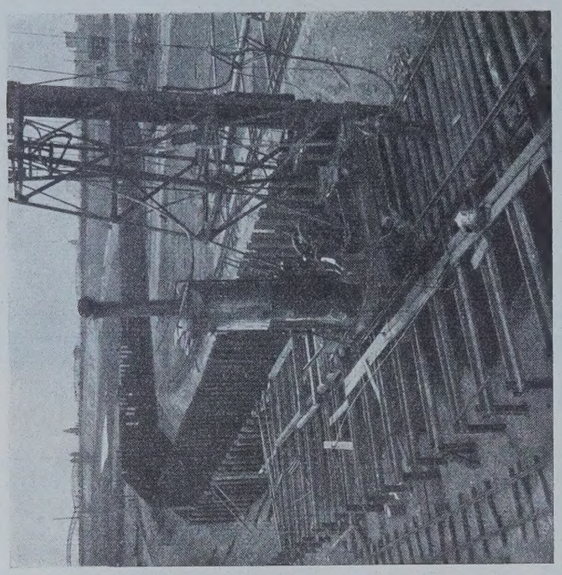


Abb. 78. Südwestecke der 2. Mündungsschleuse. Rammarbeiten für die Spundwand mit Rammgraben.

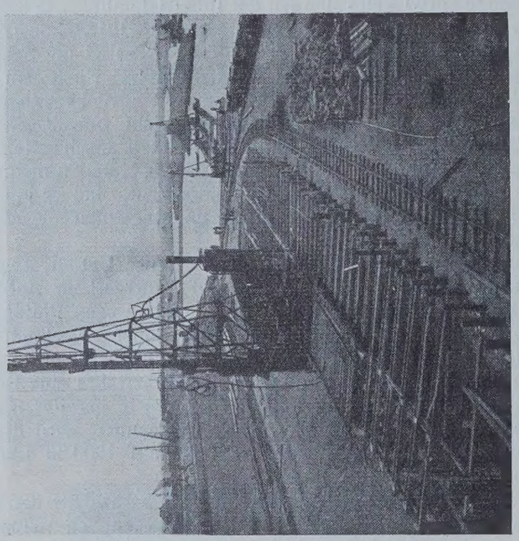


Abb. 77. 2. Mündungsschleuse. Südliche Spundwand mit Rammgraben.

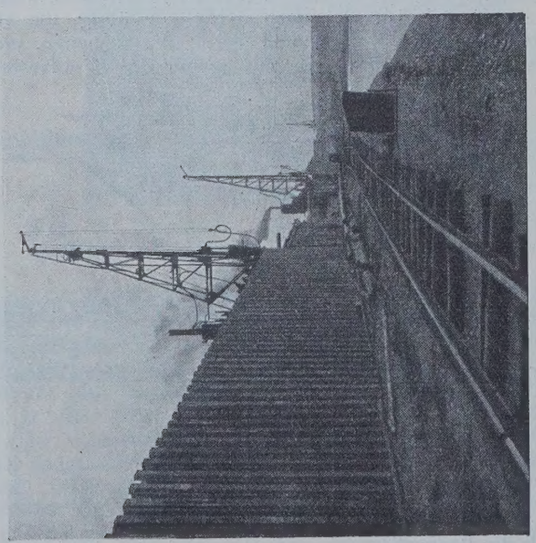


Abb. 76. 2. Mündungsschleuse. Spundwand und der alte Ruhrlauf.

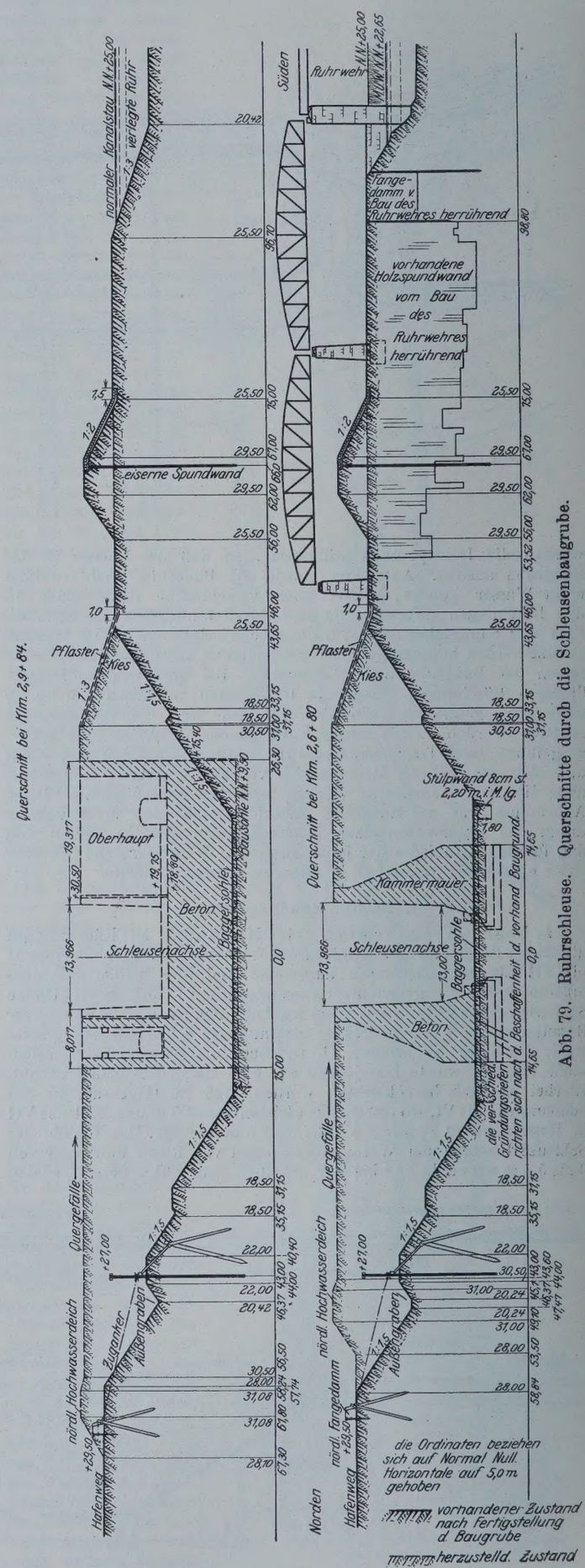


Abb. 79. Ruhrschleuse. Querschnitte durch die Schleusenbaugrube.

und die Sperrung der ersten während der Bauzeit für die zweiten zu umgehen. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird daher die künftig erforderlich werdende Erweiterung schon jetzt mit ausgeführt und der neuen Schleuse eine nutzbare Länge von 350 m gegeben. Sie erhält drei Häupter, damit bei geringem Verkehr durch Benutzung

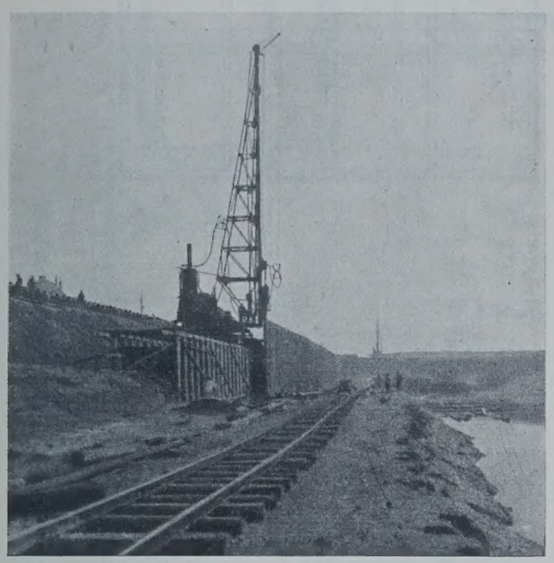


Abb. 80. 2. Mündungsschleuse.
Nördliche Spundwand und Fangedamm.

des Mittelhauptes an Wasser und Zeit gespart werden kann. Mit Rücksicht auf die Kanalisierung der oberen Ruhr erhält die Schleuse eine lichte Weite von 13 m, wobei die Stadt Mülheim sich an den Mehrkosten beteiligte.

c) Die Baugrubenumschließung. Die Untergrundverhältnisse sind denen der Schleuse I ähnlich, jedoch liegt hier der Mergel tiefer, und zwar an der tiefsten Stelle auf NN + 8,5 m und an der höchsten auf NN + 11,0 m. Darüber lagern grober Kies mit Steinen, reiner Kies, lehmiger Kies und Sand. Die Baugrube kann bis zum Mergel aus den gleichen Gründen, wie unter Abschnitt 10 bei Schleuse I angegeben ist, nur im Schutze einer bis in den Mergel hinabreichenden Spundwand (Abb. 74) trockengelegt werden. Da dieser hier aber tiefer anstand als bei Schleuse I und auch das Außenwasser im allgemeinen höher steht, nämlich Oberwasser des Wehrs auf NN + 25,0 m, so sind hier erheblich längere Spundwände erforderlich. Es wurden daher 18 und 20 m lange eiserne Larssen-Spundwände aus Profil III verwendet. Im ganzen waren für die Spundwandumschließung 21500 m² und 3333 t Eisen erforderlich, die die Aktiengesellschaft Deutsch-Luxemburg zu Dortmund lieferte. Um die Bohlen nicht zu zerschlagen und unbedingt eine dichte Wand zu erzielen, wurde zunächst mittels eines C-Baggers ein etwa 7 m tiefer Rammgraben ausgehoben, damit die Rammtiefe an keiner Stelle mehr als 10 m betrug (Abb. 76, 77 u. 78). Die 20 m lange Spundwand wurde auf der West-, Süd- und Ostseite (Abb. 75 u. 79) mit der Oberkante bis auf NN + 29,0 m in solcher Entfernung von dem Schleusenbauwerk gerammt, daß sie auf dem über das Gelände herausragenden Teile noch durch einen oben 10 m breiten Damm mit innen anderthalb und außen zweifüßigen Böschungen umgeben werden konnte und zwischen ihr und der inneren Baugrubenböschung ein ausreichend starker Schutzstreifen verblieb. Da auf der Nordseite aber infolge der Nähe des Wasserwerkgebäudes der Rheinischen Stahlwerke, der Hafengleisanlage und des Hafenweges der hierzu erforderliche Platz fehlte, mußte die Spundwand in ähnlicher Weise wie bei Schleuse I in die Baugrubenböschung, und zwar mit der Oberkante auf NN + 27,0 m gelegt und infolge des Wasserdrucks außer der Versteifung mit Streben, die durch etwa 10 bis 12 m lange Pfahljoche alle 2,4 m gestützt werden (Abb. 79 links), noch in den gleichen Abständen kräftig verankert werden. Die 50 mm starken Anker sind 18 bis 22 m lang, mit je zwei Spannschlössern versehen und werden von Böcken aus Zug- und Druckpfählen gehalten. Der nördliche Hafendeich wird auf der Baugrubenlänge durch einen etwa 1,5 m hohen Fangedamm (Abb. 79 links und 80) ersetzt, dessen Außenwand durch eine 3,8 m lange und 14 cm starke Spundwand und dessen Innenwand durch wagerechte Bohlen gebildet war, die an den Ankerpfählen befestigt waren. Nach den bei Schleuse I gewonnenen Erfahrungen werden auch in der Baugrube grundsätzlich durchweg anderthalbfüßige Böschungen mit Schutzbermen und Entwässerungsgräben angelegt, weil bei steileren die Unterhaltungskosten infolge der nicht zu vermeidenden Überschwemmungen die Mehrkosten für die breitere Anlage übersteigen würden.

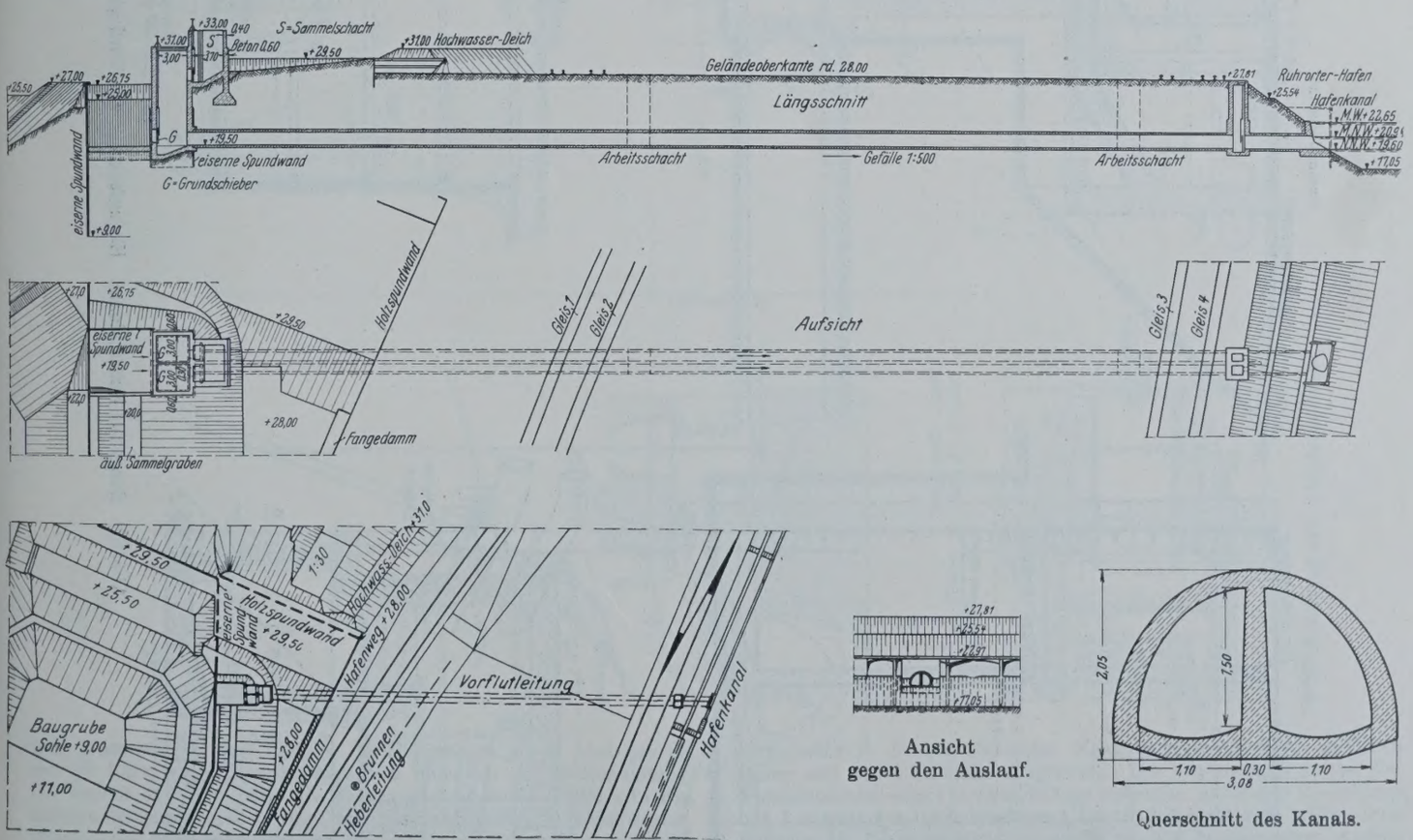


Abb. 81. Ruhrschleuse. Vorflutleitung der Schleusenbaugrube.

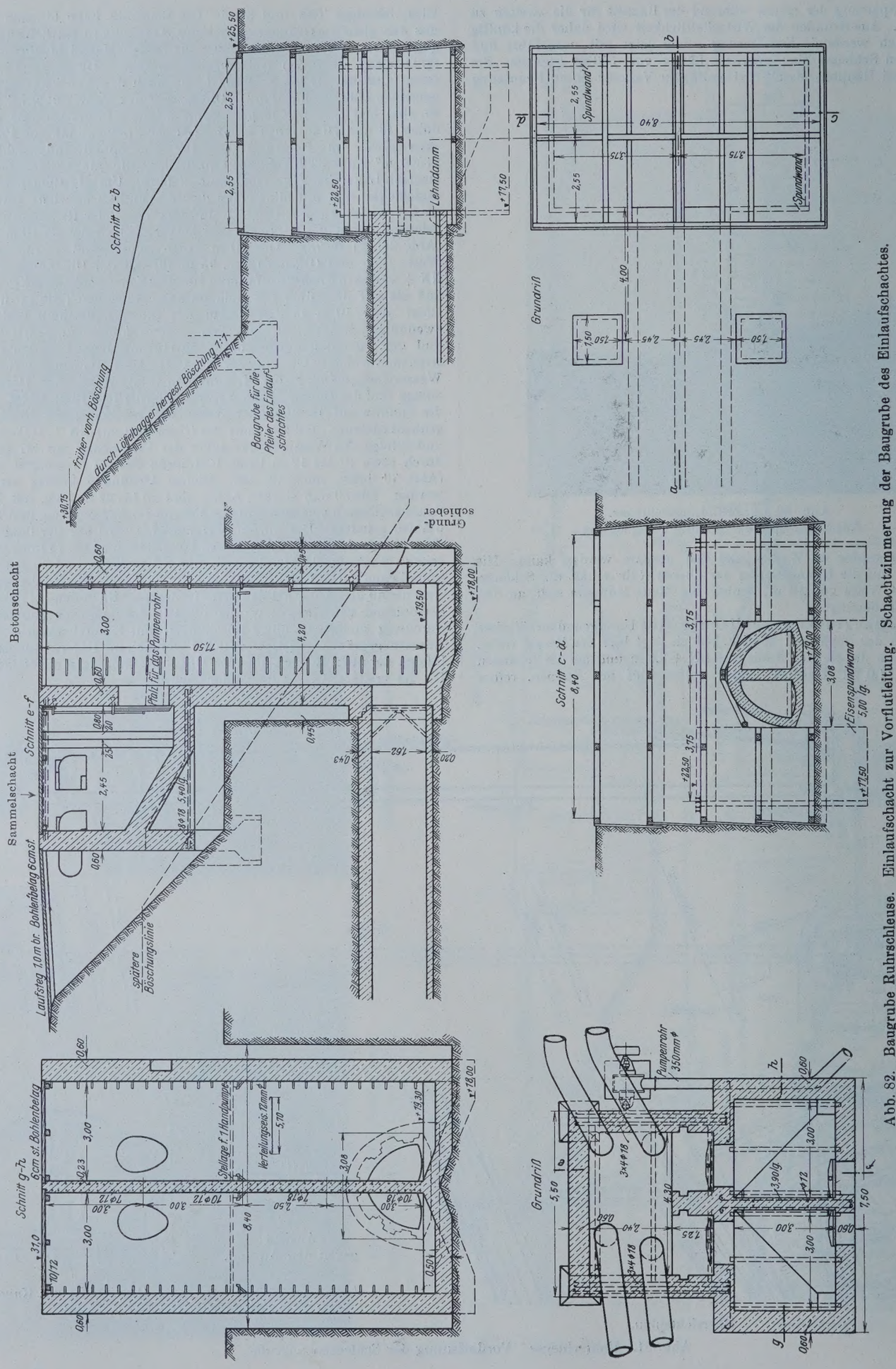
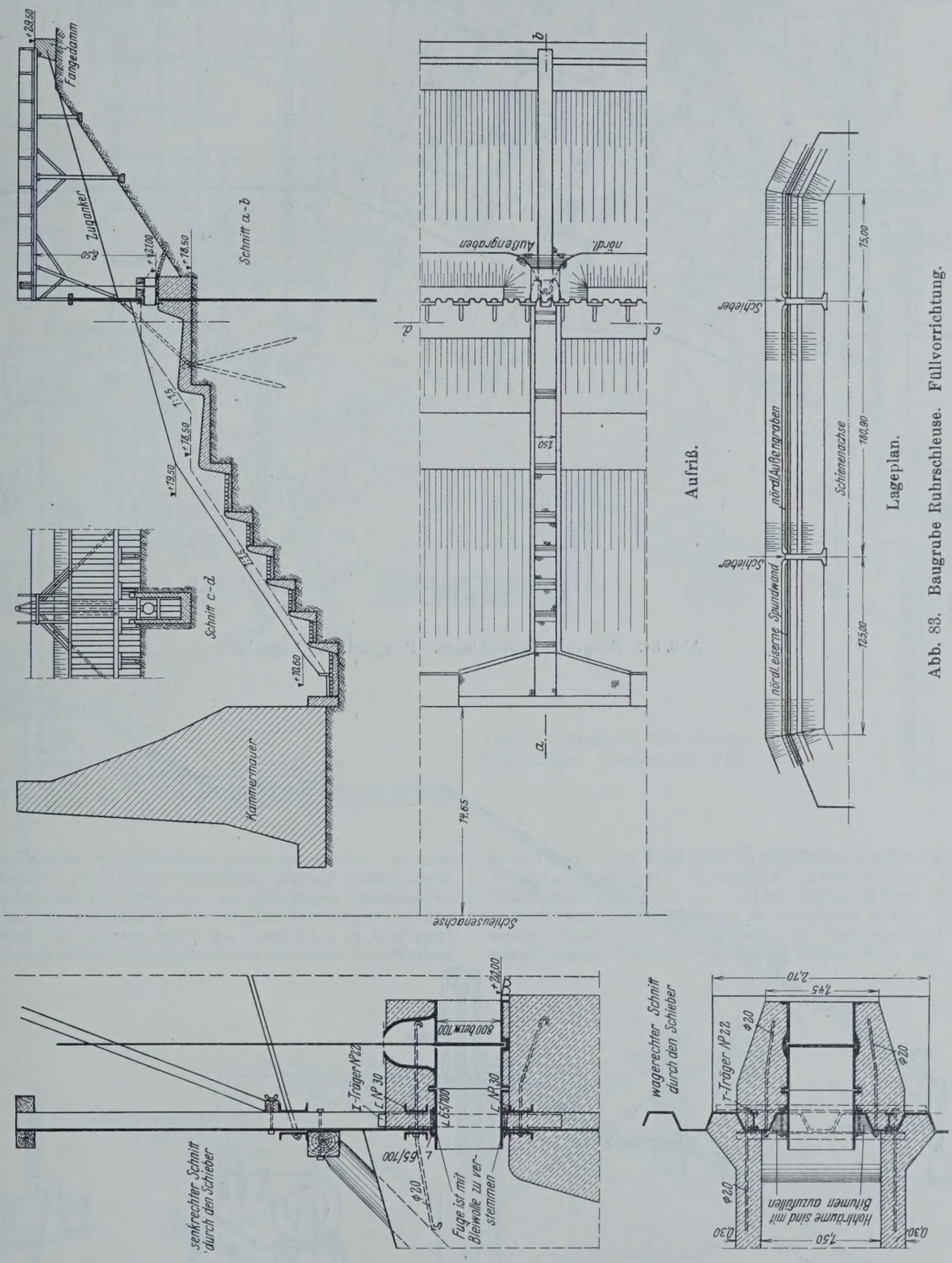


Abb. 82. Baugrube Ruhrschleuse. Einlaufschacht zur Vorflutleitung. Schachtzimmerung der Baugrube des Einlaufschachtes.

d) Die Vorflutleitung. Wie bei Schleuse I ist auch bei der Ruhrschleuse die gesamte Pumpanlage, abgesehen von drei kleinen beweglichen Grundpumpen, an einer Stelle zusammengelegt, und zwar hier an der Nordwestecke der Baugrube, weil von dort am zweckmäßigsten Vorflut nach dem Ruhrorter Hafen hin zu schaffen war. Sein Wasserspiegel liegt nämlich im allgemeinen etwas niedriger als der der Ruhr wegen ihres Gefälles vom Wehr bis zur Rheinmündung. Die Vorflut zur Ruhr hätte die Anlegung eines tiefen Grabens in den unteren Schleusenkanal bedingt, der aber namentlich bei Hochwasserführung der Ruhr schwierig und kostspielig zu unterhalten und auch für den Pumpbetrieb nicht sicher genug gewesen wäre. Hierzu kommt noch, daß dadurch der Lagerplatz für den Betonkies erheblich verkleinert worden wäre, zumal es auf der Baustelle sowieso an ausreichenden Lagerplätzen mangelt, und daß durch den Graben die spätere Benutzung eines Trockenbaggers für den Bodenaushub erschwert worden wäre. Demgegenüber bietet ein unterirdischer Vorflutkanal zum Ruhrorter Hafen jede Gewähr für Betriebssicherheit. Auch wird in diesem Falle der Wasserspiegelunterschied zwischen Hafen und (Abb. 81) Ruhr ausgenutzt. Der Vorflutkanal ist der Betriebssicherheit wegen in zwei Stränge aufgelöst, damit zur Beseitigung von Versandungen oder sonstigen Übelständen einer von beiden ohne Störung des Pumpbetriebes ausgeschaltet und trockengelegt werden kann. In der Nähe der Einmündung des Vorflutkanals in den Ruhrorter Hafen und an seinem Südende am Außengraben sind zu diesem



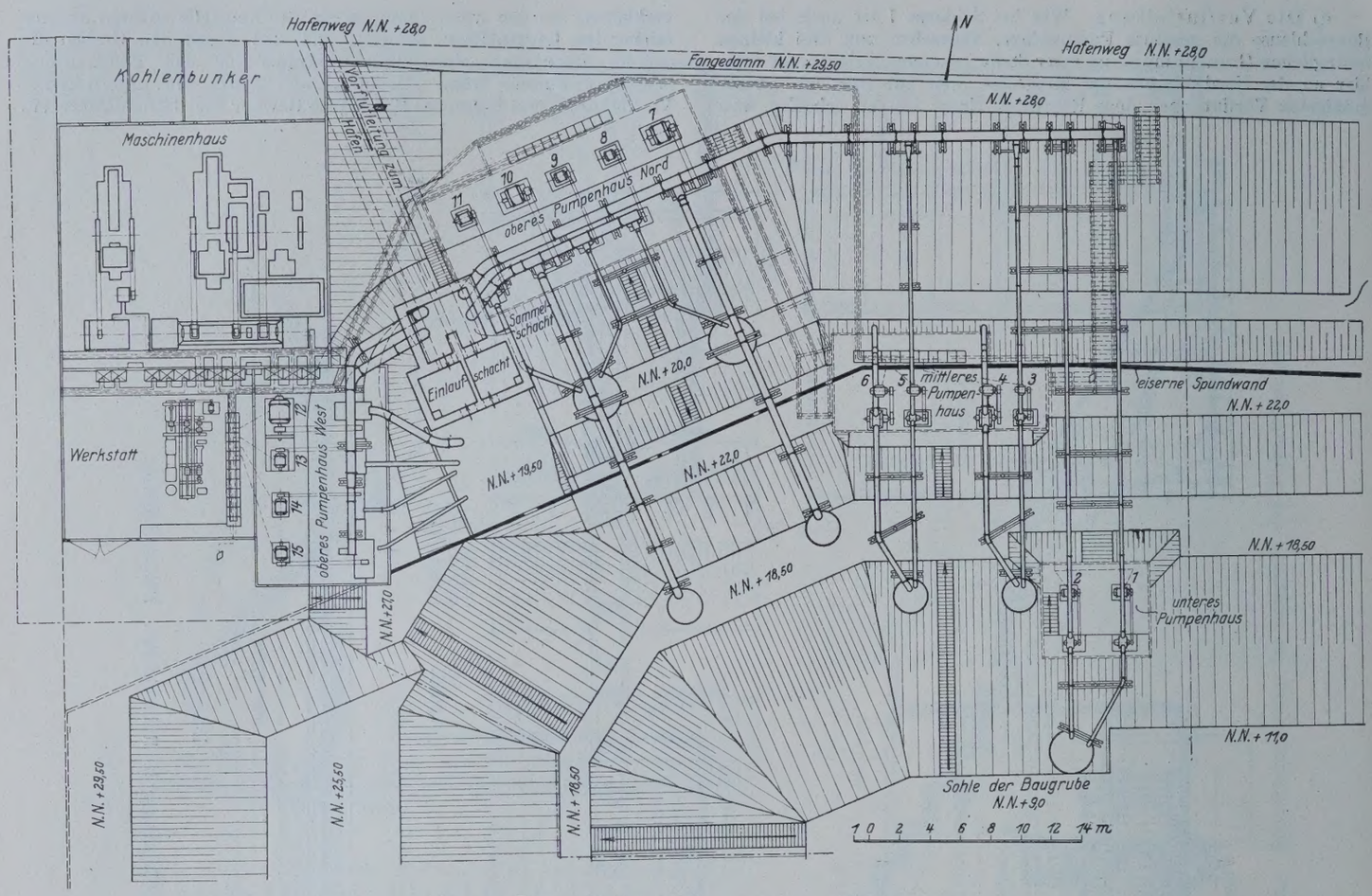


Abb. 84. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Lageplan.

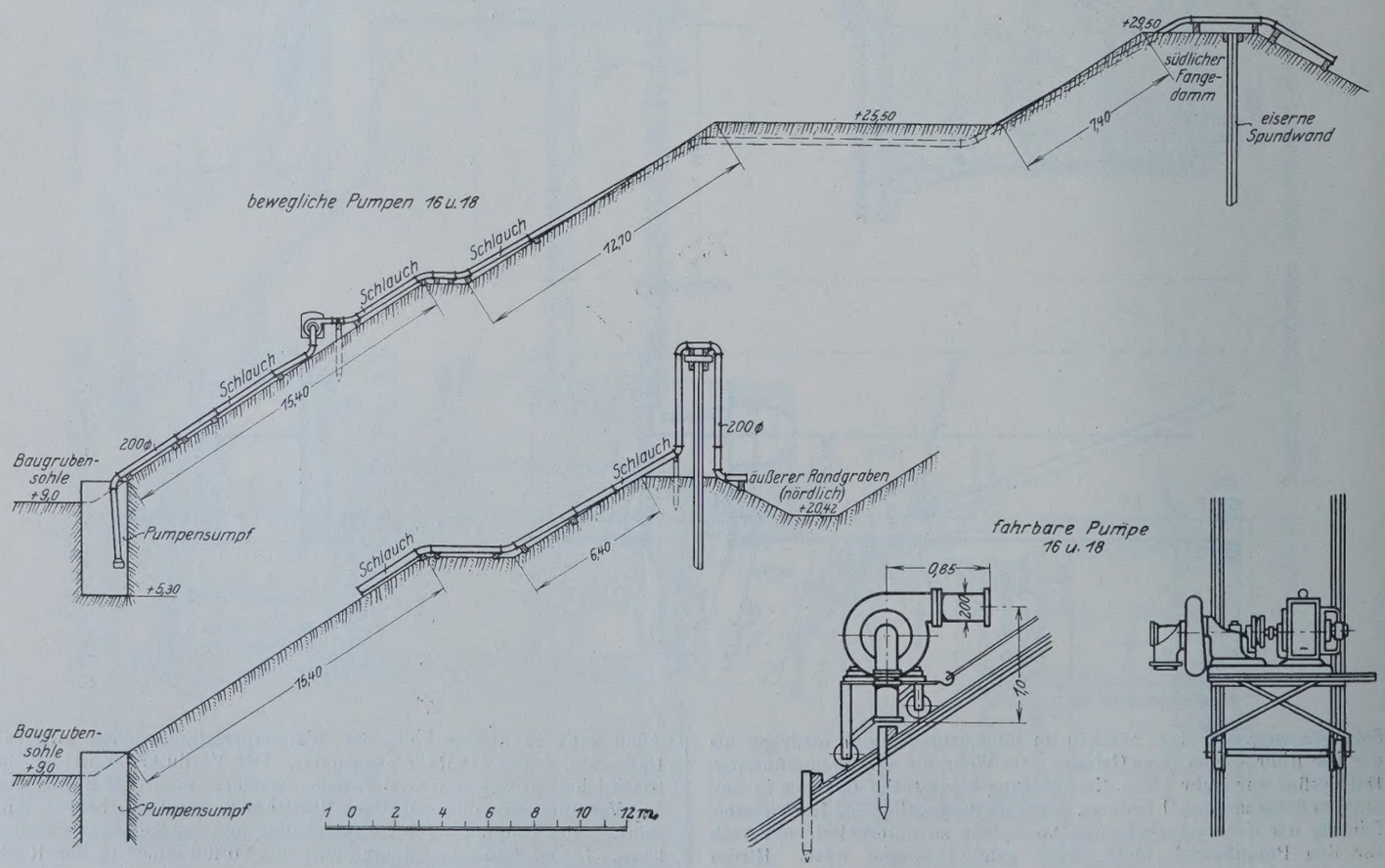


Abb. 85. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Bewegliche Pumpen.

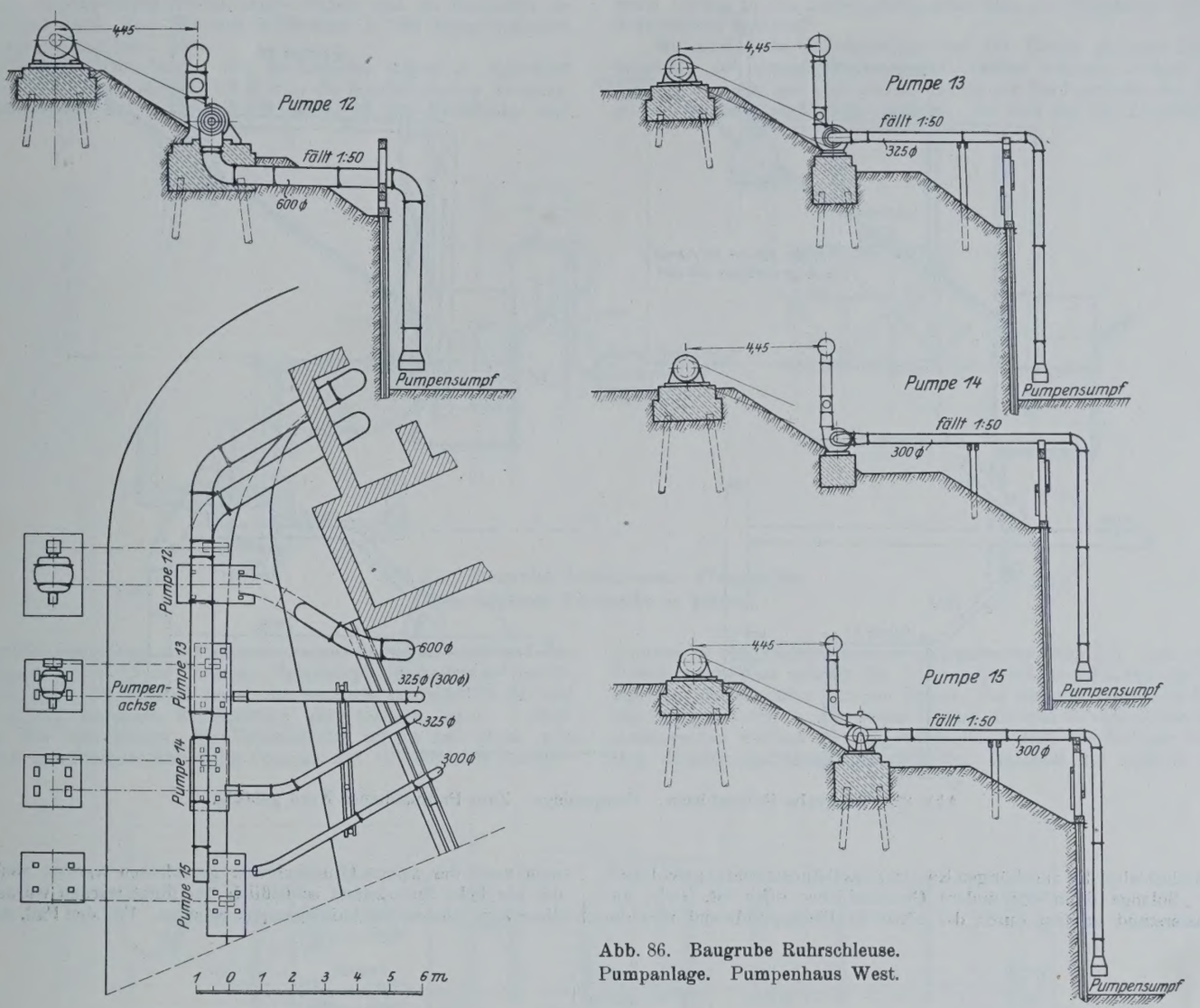


Abb. 86. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Pumpenhaus West.

Zweck zwei Geigersche Spindelschieber eingebaut worden. Anfangs war geplant, den etwa 120 m langen Vorflutkanal aus zwei nebeneinander zwischen Spundwänden zu verlegenden eiprofilförmigen Zementrohren mit 1,5 m lichter Höhe auszuführen. Bei der öffentlichen Ausschreibung ergab sich jedoch das Angebot der Firma Hüser & Co. zu Obercassel (Siegkreis) als zweckmäßig, das bergmännisches Vortreiben eines Stollens Mitte Februar 1921 ausgeführt. Am Südende mündet der Vorflutkanal in einen 13 m hohen Betonschacht (Abb. 82), der einen lichten Grundrißquerschnitt von $3 \times 6 = 18$ m² hatte und durch eine Zwischenwand in zwei Kammern geteilt ist, von denen jede an einen Vorflutstrang anschließt. Darüber liegt ein Sammelschacht, den zwei eiprofilförmige Schieber von 1,5 m lichter Höhe mit den beiden

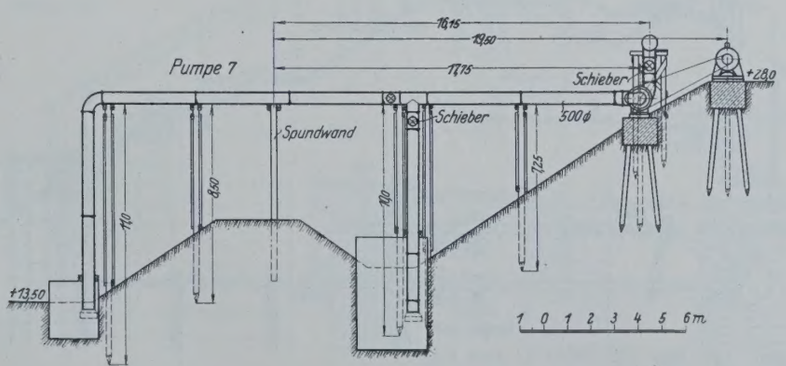


Abb. 87. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Zum Pumpenhaus Nord gehörig.

und die Betonierung eines Doppelkanals mit dem gleichen Querschnitt für die Durchflußöffnung vorsah (Abb. 81). Mit seiner Sohle wurde der Kanal noch etwas unter das NNW des Rheins von NN + 19,6 m gelegt. Die Arbeiten wurden in der Zeit von September 1920 bis Hälften des Betonschachtes verbinden. Das Pumpwasser wird zunächst in den Sammelschacht gedrückt und gelangt, je nachdem, ob sein östlicher oder westlicher Schieber offen steht, durch den östlichen oder westlichen Vorflutstrang in den Ruhrorter Hafen, sofern der

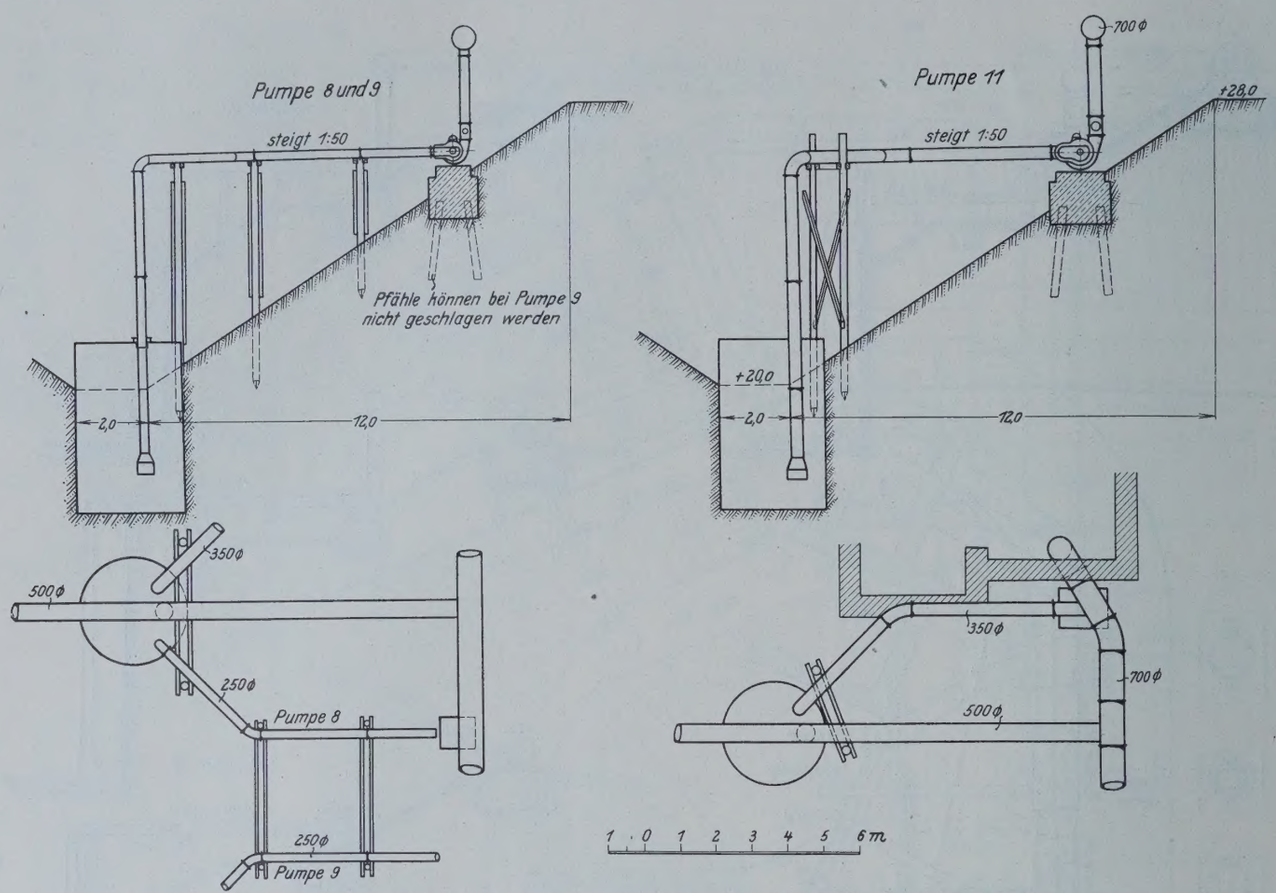


Abb. 88. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Zum Pumpenhause Nord gehörig.

Grundschieber der zugehörigen Kammer des Betonschachtes geschlossen ist. Solange dann der andere Grundschieber offen ist, steht der Wasserstand in dem durch die nördliche Eisenspundwand und die muß auch der zweite Grundschieber geschlossen werden, weil sonst die nördliche Spundwand schließlich überflutet werden würde. Für diese Zeit müssen die Außenpumpen arbeiten. Für den Fall, daß das

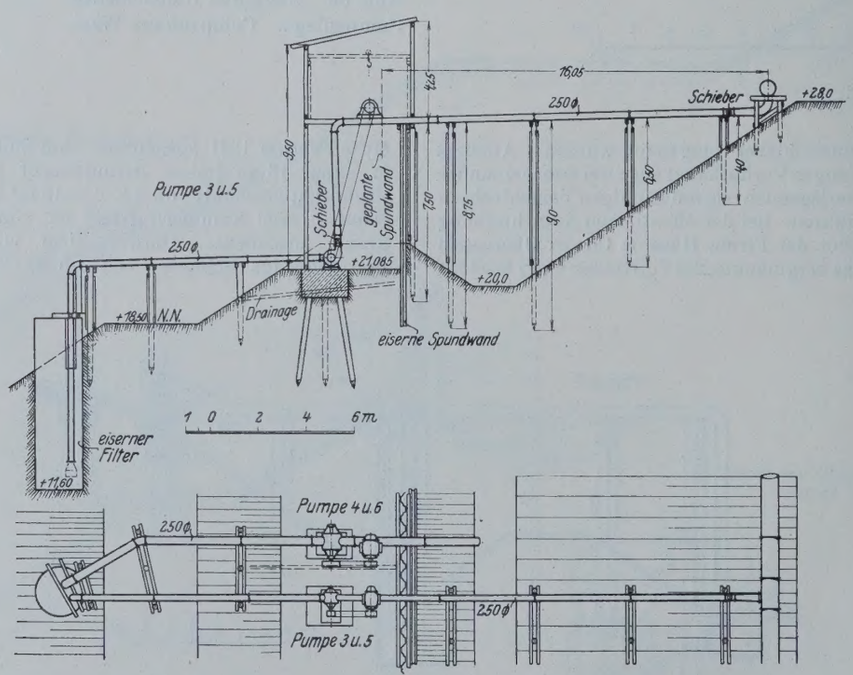


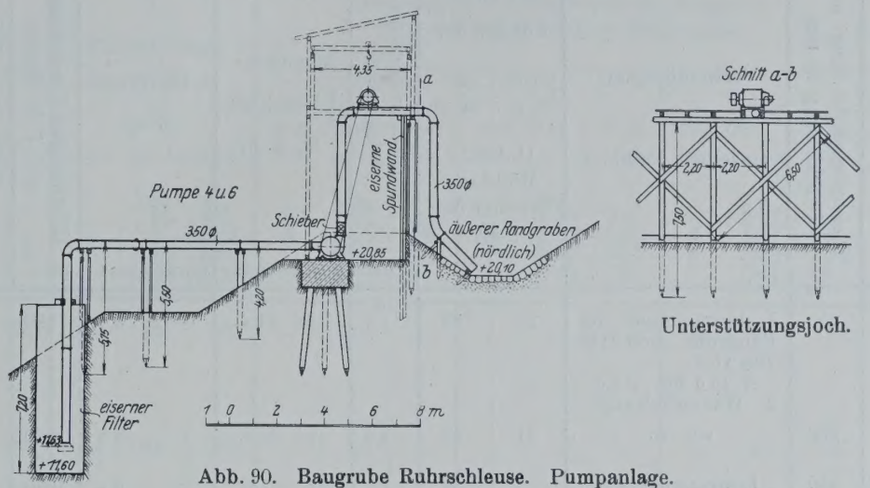
Abb. 89. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Zum mittleren Pumpenhause gehörig.

nördlich von ihr befindliche Baugrubenböschung gebildeten Außengraben mit dem Wasserspiegel des Ruhrorter Hafens in Verbindung. Der Außengraben entwässert dann dorthin mit natürlichem Gefälle, so daß die Pumpkosten gespart werden. Nur bei größerem Hochwasser Hochwasser außergewöhnlich lange anhält und die Pumpen das Überfluten nicht verhindern können, wird die Innenbaugrube unter Wasser gesetzt. Zu diesem Zwecke sind in die Spundwand in Höhe von NN + 22,0 m zwei Füllvorrichtungen (Abb. 83) eingebaut, die durch

Schieber verschließbare Rohrleitungen haben und an Kaskaden angeschlossen sind, über die das Füllwasser in die Baugrubensohle ordnungsmäßig geleitet wird.

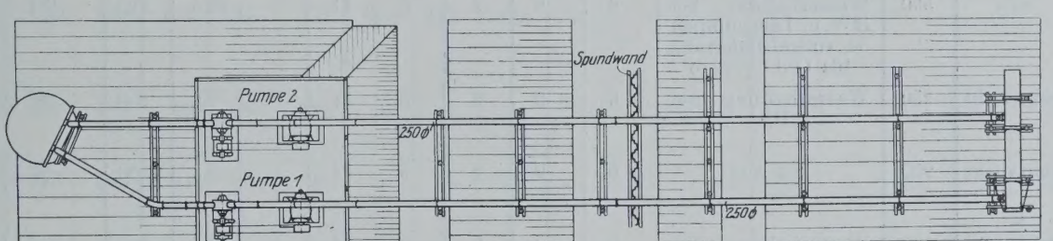
e) Die Pumpanlage. Die Betonsohlen liegen in folgenden Höhen: Das Unterhaupt auf NN + 9 m, die anschließenden Kammermauerabschnitte auf + 11 + 9,5 + 9 und + 10, das Mittelhaupt und die östlich anschließenden Kammermauerabschnitte auf + 9 und das Oberhaupt auf + 9,5 m. Die am Unterhaupt vorgesehenen Grundpumpen (Abb. 84) können daher die Bausohle nur westlich der auf NN + 11,0 m liegenden Sohlenstücke ganz trocken legen. Östlich davon war beabsichtigt, die Sohlenstücke durch drei kleine mit Motoren unmittelbar gekuppelte Pumpen mit 150 oder 200 Stutzenweite trockenzulegen (Abb. 85). Sie sind unmittelbar gekuppelt und auf einem Wagen montiert, so daß sie auf den Böschungen leicht auf- und niederbewegt werden können. Sie können das Wasser an beliebigen Stellen, wo sie sich zufällig befinden, über die Spundwand hinweg in den Außengraben oder über den Süddamm auf das Ruhrvorland pumpen.

Während diese Grundpumpen und ihr Ersatz je nach Bedarf innerhalb der Baugrube verschoben werden können, stehen alle anderen Pumpen fest und sind in der an der Nordwestecke der Baugrube erbauten Pumpanlage vereinigt. Sie sind mit den zugehörigen Motoren in vier Pumpenhäusern untergebracht (Abb. 84). Das obere Pumpenhaus West enthält die Pumpen 12 bis 15 (Abb. 86), die nur aus dem Außengraben pumpen können, das obere Pumpenhaus Nord die Pumpen 7 bis 11, von denen 7 (Abb. 87) und 10 sowohl aus dem Außengraben wie aus der Innenbaugrube je nach der Stellung der in ihre Saugleitung eingebauten Schieber während die anderen drei 8, 9 und 11 (Abb. 88) nur aus dem Außengraben pumpen können. Die Pumpen 7 und 10 können daher mit ihren über die Spundwand hinweggeführten Saugleitungen den Wasserstand in der unter Wasser gesetzten Baugrube bis etwa NN + 19,50 absenken, während zur weiteren Senkung bis etwa NN + 16,5 m die im mittleren Pumpenhause aufgestellten Pumpen 3 bis 6 der 2. Staffel vorgesehen sind. Von ihnen drücken die Pumpen 3 und 5 (Abb. 89) ihr Wasser in die 700 mm weite Druckleitung und von dort in den Sammelschacht,



Unterstützungsjoch.

Abb. 90. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Zum mittleren Pumpenhause gehörig.



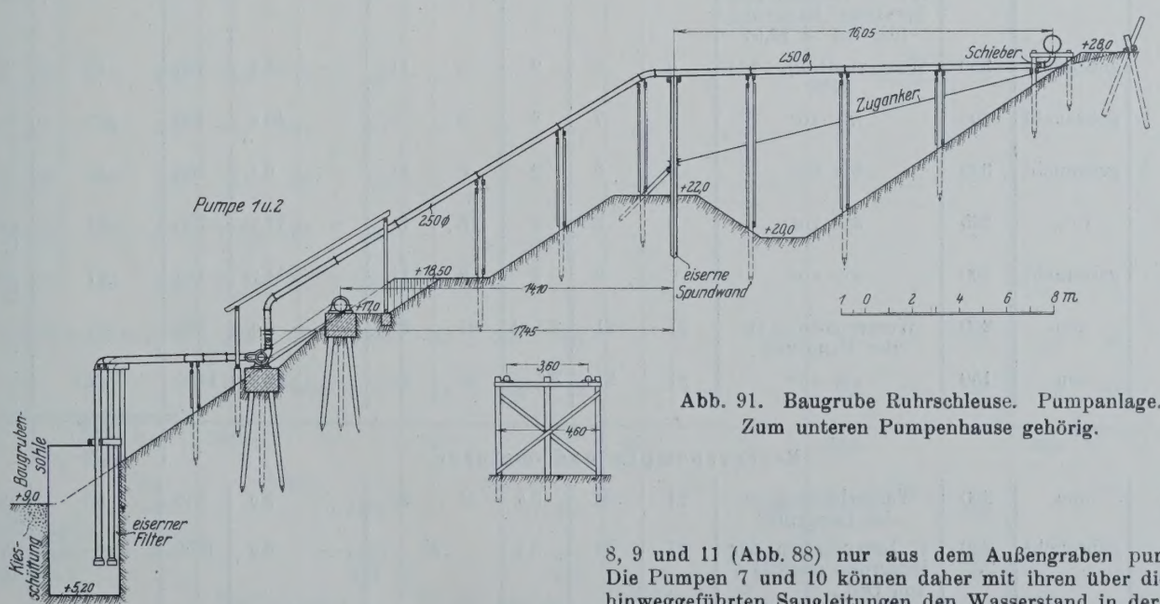


Abb. 91. Baugrube Ruhrschleuse. Pumpanlage. Zum unteren Pumpenhause gehörig.

Berechnungstabelle der Pumpenanla
(II. Mündung

Lfd. Nr. der Pumpen	Pumpen für die Wasserhaltung beim Bau der Ruhrschleuse												Berechnu Offene Drehstr 50 Perio
	Erbaut von der Firma	Zustand	Durchmesser der Saug- und Druckleitung in mm	Verwendungsart der einzelnen Pumpen	Wirkliche Förderhöhe norm. in m	Wirkliche Förderhöhe max. in m	Verlust durch Leitungswiderstände	Manometr. Förderhöhe H_2 in m		Leistung in m³		Erforderliche Umdrehungszahl U je Minute	Erforderlicher Kraftbedarf an d. Pumpenwelle gemessen $n=0{,}5$ $N=\frac{10 \cdot Q \cdot H}{0{,}45 \cdot 0{,}5 \cdot 60}$	Gewählter Motor mit einer Leistungsfähigkeit
					Ordinate Mündung Sammelrohr + 30,00		m	norm.	max.	norm.	max.	max.	max.	Type
1	Brodnitz & Seydel	neu	250	1. Leerpumpen der Baugrube nach HW von Ord. + 15,0 bis + 9,0 2. Wasserhaltung	21	22	rd. 2,6	rd. 24,5		—	8,0	950	89	W. u. O. F. S. 68/8.
2	Brodnitz & Seydel	neu	250	wie vor	21	22	2,6	rd. 24,5		—	8,0	950	89	W. u. O. F. S. 68/8.
3	Gebauer	gebraucht	250	Leerpumpen der Baugrube nach HW von Ord. + 22,0 bis + 15,0	8	14	3	11	17	—	6,7	1030	50,6	W. u. O. F. S. 58/8.
4	Menk & Hambrock	gebraucht	350	wie vor	8	11,5	2	10	13,5	—	16,0	495	96	W. u. O. F. S. 68/8.
5	Gebauer	gebraucht	250	wie vor	8	14	3	11	17	—	6,7	1030	50,6	W. u. O. F. S. 58/8.
6	Menk & Hambrock	gebraucht	350	wie vor	8	11,5	2	10	13,5	—	16,0	495	96	W. u. O. F. S. 68/8.
7	Brodnitz & Seydel	neu	550	Wasserhaltung bei HW u. Leerpumpen der vollgel. Baugrube bis Ord. + 22,00	6	9	2	8	11	—	28,0	695	137	W. u. O. F. S. 75/6.
8	Gebauer	gebraucht	250	Wasserhaltung bei HW	6	9	2	8	11	—	5,3	850	26	gebr. Motor M. D. 220 Nr. 185 638.
9	Gebauer	gebraucht	250	wie vor	6	9	2	8	11	—	5,3	850	26	gebr. Motor S. S. 970, M. D. 230 Nr. 189 949.
10	Brodnitz & Seydel	gebraucht	500	Wasserhaltung bei HW u. Leerpumpen der vollgel. Baugrube bis Ord. + 22,00	6	9	2	8	11	—	30,0	600	144	gebr. Motor S. S. Nr. 295 855.
11	Menk & Hambrock	gebraucht	350	Wasserhaltung bei HW	6	9	2	8	11	—	14,2	440	70	W. u. O. F. S. 63/8.
12	Balke	gebraucht	600	wie vor	6	7	2	8	9	—	46,0	400	183	W. u. O. F. S. 85/8.
13	Brodnitz & Seydel	gebraucht	325	wie vor	6	9	2	8	11	—	9,4	565	46	W. u. O. F. S. 58/8.
14	Brodnitz & Seydel	neu	325	wie vor	6	9	2	8	11	—	11,75	750	57	gebr. Motor R. 241, H. N. 750.
15	R. Wolf	gebraucht	300	wie vor	6	9	2	8	11	—	11,75	475	57	gebr. Motor R. 241, H. N. 750.
16	Brodnitz & Seydel	neu	200	Wasserhaltung in der Baugrube	21	21	3,5–4	24	25	—	5,0	970	56	W. u. O. F. S. 58/6.
17	Brodnitz & Seydel	neu	150	wie vor	21	21	3,5–4	24	25	—	5,0	1450	22,5	W. u. O. F. S. 43/4.
													1295,7 kW	
	Reservepumpen und -motoren.													
18	Brodnitz & Seydel	neu	200	Wasserhaltung in der Baugrube	21	21	3,5	24	25	—	5,0	970	56	W. u. O. F. S. 58/6.
19	Gebauer	gebraucht	250	1. Leerpumpen der Baugrube nach HW von Ord. + 15,0 bis + 9,0 2. Wasserhaltung	21	21	3,5	25		—	8,0	1050	—	W. u. O. F. S. 68/8.
20	Brodnitz & Seydel	neu	250	wie vor	21	21	3,5	25		—	8,0	950	—	—
21	Menk & Hambrock	gebraucht	250	wie vor	21	21	3,5	25		—	8,0	—	—	—
22	Menk & Hambrock	gebraucht	250	wie vor	21	21	3,5	25		—	8,0	—	—	—

ir den Bau der Ruhrschleuse.

ein-Herne-Kanals.)

er Motoren otoren 500 Volt t Kurzschlußanker					Abmessungen der Riemenscheiben der Pumpen		Zusammenstellung der Pumpenleistungen und des Kraftbedarfs entsprechend der verschiedenen Arbeitsweise der Pumpenanlage													
							A. Wasserhaltung bei HHW bis + 29,30 durch die Pumpen			Leerpumpen der vollgelaufenen Baugrube nach außerordentlichem Hochwasser									E. Gewöhnliche Wasserhaltung bei niedrigem Wasserstand des Rheins und der Ruhr bezw. des Grundwasserspiegels			F. Kraftbedarf für Nebenbetriebe
										B. von Ord. + 27,00 bis „ + 21,00			C. von Ord. + 21,40 bis „ + 14,90			D. von Ord. + 15,20 bis „ + 8,70						
Umdrehungszahl je Minute	Gewicht in kg	Durchmesser mm	Breite mm		Durchmesser mm	Breite mm	Q/Min.	Kraftbedarf a. d. Pumpenwelle kW	Motornennleistung kW	Q/Min.	Kraftbedarf a. d. Pumpenwelle kW	Motornennleistung kW	Q/Min.	Kraftbedarf a. d. Pumpenwelle kW	Motornennleistung kW	Q/Min.	Kraftbedarf a. d. Pumpenwelle kW	Motornennleistung kW	Q/Min.	Kraftbedarf a. d. Pumpenwelle kW	Motornennleistung kW	kW
730	1600	700	350		520	350	8,0	89	105	—	—	—	—	—	—	8,0	89	105	8,0	89	105	Lichtanlage 60 Glühlampen je 25 N. K.
730	1600	700	350		520	350	8,0	89	105	—	—	—	—	—	—	8,0	89	105	8,0	89	105	1 N. K. erfordert 3 W
730	1150	550	330		375	300	—	—	—	—	—	—	6,7	50,6	56	—	—	—	—	—	—	60·25·3 = 4,5 kW
730	1600	700	350		1000	300	—	—	—	—	—	—	16,0	96	105	—	—	—	—	—	—	Ein Motor für die Werkstätte 22 PS = 18 kW (Gew. 330 kg)
730	1150	550	330		375	300	—	—	—	—	—	—	6,7	50,6	56	—	—	—	—	—	—	
730	1600	700	350		1000	300	—	—	—	—	—	—	16,0	96	105	—	—	—	—	—	—	
960	2700	600	450		780	450	28,0	137	153	28,0	137	153	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
960	600	400	275		420	300	5,3	26	28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Eine Kondenswasserpumpe 3,5 PS = 2,1 kW
960	865	350	275		375	300	5,3	26	41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
960	rd. 3500	450	450		1070	450	30,0	144	184	30,0	144	184	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
730	1350	550	330		880	300	14,2	70	68	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
730	3750	750	600		1320	500	46,0	183	194	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
730	1150	550	330		690	300	9,4	46	56	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
730	1930	(neu) 525	330		490	300	11,75	57	60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
730	1930	525	330		480	300	11,75	57	60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
96	1150	Unmittelbar gekuppelt					5,0	56	68	5,0	56	68	—	—	—	5,0	56	68	5,0	56	68	
1450	590	„			„		2,0	22,5	32	2,0	22,5	32	—	—	—	2,0	22,5	32	2,0	22,5	32	
		Pumpenleistung . . . . . zus.:					184,7			65,0			45,4			23,0			23,0			
		Kraftverbrauch an der Pumpenwelle . . . . . zus:						1002,5			359,5			293,2			256,5			256,5		
		Motornennleistung . . . . zus.:							1154			437			322			310			310
		Wirklicher Kraftverbrauch einschl. Übertragungsverluste für Riemen, Leitungen usw.							1120 kW			400 kW			322 kW			285 kW			285 kW
							Hierfür genügen: Gen. I + II + III + Transf. I + II + III (zus. 1180 kW)			Hierfür genügen: Gen. I + II + III + Transf. I (zus. 460 kW) oder: Transf. III (mit 480 kW)			Hierfür genügen: Gen. I + II + III (zus. 380 kW) oder: Transf. I + II (zus. 320 kW)			Hierfür genügen: Gen. II + III (zus. 280 kW) oder: Transf. I + II (zus. 320 kW)			Hierfür genügen: Gen. II + III (zus. 280 kW) oder: Transf. I + II (zus. 320 kW)		

die Pumpen 4 und 6 (Abb. 90) dagegen nur über die Spundwand hinweg in den nördlichen Außengraben, dessen Böschung im unteren Teile abgepflastert und oben durch Rasen geschützt ist. Die beiden im unteren Pumpenhause befindlichen Pumpen 1 und 2 (Abb. 91) mit 250 mm Stutzenweite bilden die 3. Staffel. Sie senken den Wasserstand bis unter die Bausohle NN + 9,0 m und drücken es in die 700 mm weite Druckleitung. Die Leistungen der Pumpen sind aus der Berechnungstabelle der Pumpanlage (Seite 584 u. 585) zu ersehen.

Während die vier Pumpen des oberen Pumpenhauses West frei aus dem äußeren Randgraben pumpen, arbeiten alle andern aus Filtern, von denen die Filter 1 und 2 im nördlichen Außengraben und das tiefste Filter 7 je 3,0, die Filter 3 und 4 je 2,2 und die Filter 5 und 6 je 2,0 m Durchm. haben. Die Wandstärke beträgt für alle Filter 8 mm. Ihre Schlitze 40/10 sind in gleicher Weise wie bei den Filtern der Schleuse I ausgeführt. Die Filter sind aus 0,8 m langen Schüssen hergestellt, an deren beiden Enden L 120 · 120 · 12 angenietet sind. Ihr Versenken durch Aushub des Bodens mittels Greifers bot keine Schwierigkeiten. In das Filter 7 wird ein Handeimerbagger eingebaut, um etwa eindringenden Schlamm oder Sand wieder zu entfernen und Versagen der Pumpen auszuschließen. Bei den andern Filtern ist das Eindringen von Schlamm nicht zu befürchten.

Um die Saugrohre der Pumpen jederzeit ohne Schwierigkeiten füllen zu können, sind sie mit Fußventilen versehen, so daß sie von dem deshalb mit der Oberfläche auf NN + 31,0 hochgeführten Sammelschacht (Abb. 82) aus, erforderlichenfalls unter Drosselung seiner beiden Schieber, durch die Druckleitungen gefüllt werden können. Außerdem können sie auch durch eine im Maschinenhause stehende Luftpumpe mit 4-PS-Motor oder durch einen Exhaustor angesogen werden, der an den Dampfkessel der mittleren Lokomobile angeschlossen ist.

Den elektrischen Strom liefert, soweit die Verwaltung ihn nicht selbst erzeugt, das Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk zu Wesel zum Grundpreise von 5,1 Pf. kWh, der, entsprechend der Preissteigerung, durch ein neuerdings getroffenes Abkommen erhöht worden ist.

Außerdem wird elektrischer Strom auch im Eigenbetriebe hergestellt. Im Maschinenhause (Abb. 84) sind nämlich die beiden bereits bei der Schleuse I verwendeten Wolfschen Heißdampflokomobilen wieder aufgestellt, die auf gemeinsamer Welle 2 Generatoren antreiben. Schließlich ist noch eine 3. Lokomobile beschafft, die einen 3. Generator antreibt. An das Maschinenhaus schließt eine Werkstatt an, damit die während des Pumpbetriebes sich ergebenden Instandsetzungsarbeiten in den Pumpen gleich an Ort und Stelle ausgeführt werden können.

f) Die Bauarbeiten. Die Erd- und Rammarbeiten für die Ruhrschleuse wurden auf Grund öffentlicher Ausschreibung der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie A.-G. zu Düsseldorf übertragen. Später wurden an diese Unternehmerfirma auch noch die sämtlichen Betonierungsarbeiten vergeben.

Bei den Rammarbeiten für die lange Spundwand zeigte sich, daß überall, wo die Spundwandeisen schwerer zogen, das benachbarte, zuvor gerammte Eisen infolge von Reibung etwas mitgezogen wurde. Die dadurch entstehenden Öffnungen wurden durch entsprechend lange Spundwandeisenstücke ausgefüllt und zur Abdichtung gegen die zu tief geschlagenen Spundwandeisen Dichtungen aus 1 cm starken Bleiplatten eingelegt, die dem Querschnitt der Eisen entsprechend geschnitten wurden. Mehrfache Versuche, die zur Verhinderung des Mitlaufens der Nachbareisen angestellt wurden, führten nicht zu einem durchaus sicheren Ergebnis. Als zweckmäßig erwies sich jedoch das Ausfüllen der Nuten, soweit sie in den Boden zu schlagen waren, mit Goudron zur Verminderung der Reibung. Hierdurch wird allerdings die Dichtung etwas benachteiligt, da der Goudron die Rostbildung erschwert, die zur Herbeiführung der Dichtung erforderlich ist. Innerhalb der Baugrubenumschließung hatte der Unternehmer vertragsmäßig den Boden mit einem einzigen Schnitt gleich bis zum Mergel auszuheben, damit bei einer Unterwassersetzung der Baugrube der Trockenbagger mit seiner Gleisanlage nicht unter Wasser kam und das Hinwegtransportieren der Bauzüge über die Fangedammkrone wegen der zur Verfügung stehenden kurzen Rampenlängen keine Schwierigkeit bereitete. Die Bauindustrie hatte hierzu einen Trockenbagger mit so langer Eimerleiter auf Vorschlag der Bauverwaltung bestellt, daß der Boden mit einem Schnitt auf 16 m lotrecht gemessen, ausgehoben werden konnte. Der Trockenbagger ist von der Aktiengesellschaft Fried. Krupp zu Essen geliefert und war der erste, der von dieser Firma bisher gebaut worden ist. Er konnte bis an die anderthalbfüßige südliche Baugrubenböschung heran seinen Betrieb fortsetzen, ohne daß zuletzt Nacharbeiten mit Hand auszuführen waren, weil zwischen ihr und dem Fuße des südlichen Fangedamms noch ein rd. 13 m breiter Geländestreifen verbleibt, auf dem der Bagger bis zuletzt laufen konnte (Abb. 79). Der für die Betonierungsarbeiten erforderliche Betonkies wurde von der Rheinischen Baggerei G. m. b. H. zu Duisburg, die auch den Ruhrdurchstich oberhalb des Wehrs ausgeführt hat, in der Ruhr durch Schwimmbagger gewonnen und durch Elevatoren aus den Prahmen in Bauzüge geschafft. Ein großer Teil des Betonkieses wurde auch in der Spundwandumschließung der Schleuse gewonnen.

Am 1. April 1922 wurde der Verfasser zur Wasserstraßendirektion Hannover versetzt, so daß er über den weiteren Verlauf des Baues im einzelnen nicht mehr genau unterrichtet ist. Das am 1. April 1922 für den Bau der zweiten Ruhrmündung neu eingerichtete staatliche Kanalbauamt Duisburg wird daher die seit dem Fortgange des Verfassers während der Bauausführung hinsichtlich der Wasserhaltung vorgenommenen Änderungen und auch die gesamten Bauarbeiten der Ruhrschleuse nebst den dabei gemachten mannigfachen Erfahrungen demnächst veröffentlichen.

Alle Rechte vorbehalten.

Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen.

Von Dipl.-Ing. **Bernhard Siebert.**

A. Einleitung und Allgemeines.

Unter „Petroleumhäfen" sind alle die Umschlagplätze von Land zu Wasser oder umgekehrt zu verstehen, bei denen das Umschlaggut aus leicht entzündlichen Flüssigkeiten (Ölen) besteht, die, leichter als Wasser, die Fähigkeit besitzen, brennend sich auch auf Wasser auszubreiten. Zu diesen Flüssigkeiten zählen daher außer Petroleum, das dieser Hafenart seinen Namen gegeben hat, noch eine ganze Reihe anderer Öle. Man könnte infolgedessen auch von „Ölhäfen" sprechen. Indessen ist die Bezeichnung „Petroleumhäfen", wie sie sich eingebürgert hat, praktischer, da hierdurch die Feuergefährlichkeit besonders betont wird, was bei „Ölhäfen" nicht ohne weiteres zuträfe.

Bei den in Petroleumhäfen umgeschlagenen Ölen handelt es sich größtenteils um Erdöl und dessen Derivate (Benzin, Leuchtöl, Heizöl, Treiböl u. a.) sowie um Erzeugnisse der Kohlenaufbereitung (Benzol, Teeröl, Kreosot), also um mineralische Öle, die unter den verschiedensten Namen im Handel sind.

Die chemischen Beziehungen dieser Ölsorten zueinander interessieren den Hafenbauingenieur weniger. Wichtig dagegen ist es ihm, zu wissen, wie groß die Feuergefährlichkeit der Ölsorten ist, um danach seine hafenbautechnischen Maßnahmen zu treffen.

Man hat die Öle nach Gefahrenklassen eingeteilt. In Deutschland ist diese Regelung den Einzelländern überlassen worden, doch soll ein entsprechendes Reichsgesetz bevorstehen. Hamburg (die Gesetze der anderen deutschen Länder lauten gleich oder ähnlich) kennt drei Gefahrenklassen, in die die Öle je nach ihrem Flammpunkt eingereiht werden. Unter Flammpunkt dieser Flüssigkeiten versteht man hierbei die Mindesttemperatur, bei der sich durch natürliche Verdunstung noch entflammbare Gase an der Oberfläche der Flüssigkeit bilden (beim Brand einer Flüssigkeit brennt bekanntlich nicht diese selbst, sondern ihre Verdunstungsgase, die durch die Hitze der Flamme stets erneuert werden.[1])

Hiernach hat man den Flammpunkt der Öle mit höchster Feuergefährlichkeit, der Gefahrenklasse I, bis 21°[2]) und darunter festgesetzt. Diese Entflammungstemperatur ist für Benzin und Petroleum annähernd international anerkannt, während die weiteren Gefahrenklassen in außerdeutschen Ländern nicht auf dem Wege der Vorschrift festgelegt sind. Die Gefahrenklasse II umfaßt die Öle mit einem Flammpunkte zwischen 21° und 65°, die Klasse III diejenigen zwischen 65° und 140°.[3])

Öle mit noch höher liegenden Flammpunkten zählen nicht mehr zu den feuergefährlichen in dem Sinne, daß ihr Umschlag besondere hafenbautechnische Sicherheitsvorkehrungen erforderlich macht.

Die Zahl der Häfen, in denen ein Umschlag von Ölen obengenannter Art, bezw. einzelner von ihnen, vor sich geht, ist überaus groß. Große, kleine und kleinste Ölumschlag- und Bunkerplätze sind über die ganze Erde zerstreut. Die großen Ölhäfen findet man an den Küsten der Haupterzeugungsgebiete sowie in den Haupthäfen der verbrauchenden Länder. Kleinere Anlagen sind als Bunker- oder Verteilungsplätze auf der ganzen Erde zu finden. Eine gute Übersicht der Lage solcher Häfen bildet die 1923 erschienene „Weltkarte der Kohlen- und Ölbunkerstationen" von Dr. Schweer, Hamburg.[4]) Naturgemäß kann sie als Karte keinerlei nähere Angaben über die einzelnen Häfen bezüglich ihrer baulichen Anordnung und Ausgestaltung machen.

In der vorliegenden Abhandlung soll eine größere Anzahl von Häfen aller Erdteile bezüglich ihrer Anordnung und, soweit das Material dafür zugänglich war, auch hinsichtlich ihrer Ausgestaltung einer Untersuchung unterzogen werden. Die Untersuchung wird sich in erster Linie auf Vorkehrungen erstrecken, die in irgend einer Weise den Ausbruch und die Verbreitung von Ölbränden verhindern sollen, sowohl mit Rücksicht auf die Häfen selbst als auch auf ihre Umgebung. Hierbei wird eine große Anzahl von Häfen, hauptsächlich die Bunkerplätze, nicht in Frage kommen, nämlich soweit diese nur Schweröle umschlagen.

In einer Schlußbetrachtung werden die Untersuchungsergebnisse kritisch verglichen und daraus die Leitziele für den Bau von Petroleumhäfen sowie deren technische Durchbildung festgestellt.

[1]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. I. Leipzig 1913. S. Hirzel,

[2]) Alle Temperaturen sind in Graden Celsius angegeben.

[3]) s. a. Pein, Verwaltungsrechtliche Vorschriften für die Lagerung explosionsgefährlicher und feuergefährlicher Gegenstände in der Stadt Hamburg.

[4]) Verlag von L. Friederichsen, Hamburg.

B. Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen.

1. Anordnung.

Für einen Petroleumhafen gelten bezüglich der Anordnung zunächst die gleichen Grundsätze wie für jeden Handelshafen. Dort, wo in der Nähe der natürlichen Gewinnungsgebiete oder der Verbrauchsländer die geographisch und wirtschaftlich günstigsten Vorbedingungen für einen Hafen bestehen, wird der geeignetste Hafenplatz liegen. Hierbei ist auf genügend große Wasserfläche, ausreichende Wassertiefe, guten Ankergrund, auf eine gegen Wind und Seegang möglichst geschützte Lage zu achten, oder auch es werden sich diese Grundforderungen eines Hafens durch besondere bauliche Anlagen möglichst billig erfüllen lassen müssen.

Es sollen nun im Nachstehenden einige besonders bemerkenswerte Petroleumhäfen besprochen werden.

Um eine äußerliche Gliederung zu schaffen, sind die Häfen nach Ausfuhr- und Einfuhrhäfen getrennt. Diese Tatsache hat zwar auf die Anordnung und Ausgestaltung wenig Einfluß; sie soll lediglich einen Anhalt über die Bewegung des Erdöls von den Gewinnungsländern zu den Verbrauchstellen und Umschlagplätzen geben und damit das Gesamtbild abrunden.

Mit den technisch einfachsten Häfen wird jeweils begonnen. Es kommen folgende Häfen zur Besprechung:

a) Ausfuhrhäfen

Abadan	Vera Cruz
Rangoon	Port Arthur (Texas)
Comodoro Rivadavia	Richmond (San Francisco)
Noworossijsk	Bayonne (New York)
Odessa	Philadelphia
Batum	Constanza
Tampico	

b) Einfuhrhäfen

Purfleet (London)	Kopenhagen
Helsingfors	Marseille
Stockholm	Le Havre
Suez	Amsterdam
Liverpool	Geestemünde und
Manchester	Harburg (jetzt
Swansea	außer Betrieb)
Antwerpen	Hamburg (Staat)
Rotterdam	Hamburg (Privat).

a) Ausfuhrhäfen.

Abadan.[5]) Abadan liegt am linken Ufer des Schatt el Arab, kurz unterhalb der Mündung seines linken Nebenflusses Karun, etwa 60 km mündungsaufwärts auf einer Insel gleichen Namens. Der Hafen ist zurzeit noch ein Platz einfacher Art; er besteht aus einem Gelände von rd. 2,5 km² und dient einer Privatgesellschaft, der Anglo Persian Oil Co., zur Verschiffung ihres auf den persischen Ölfeldern gewonnenen Erdöls, größtenteils als Rohöl. Die Verschiffung geschieht an drei gleichlaufend der Stromrichtung gelegenen Piers am offenen Strom.

Da abgesehen von der Anlage dieser Ölgesellschaft das benachbarte Land unbesiedelt ist, so sind besondere Schutzvorrichtungen für die Anlage des Hafens nicht nötig gewesen.

Rangoon (Birma).[6]) Rangoon liegt am linken Ufer des Rangoonflusses, eines Mündungsarmes des Iravadi, etwa 50 km mündungsaufwärts. Unmittelbar bei der Stadt mündet von links in den Rangoonfluß der Pegufluß. Die Ankerplätze der Schiffe befinden sich vor der eigentlichen Stadt im Strom. Mit Rücksicht auf diese Hafenanlagen bestimmt die Hafenordnung, daß Schiffe mit Erdöl nur im Pegufluße ankern dürfen, d. h. etwa in 4 km Entfernung von dem Ankerplatz der übrigen Schiffe. Schiffe mit Sprengstoffen haben ihren Liegeplatz unterhalb der Hastings-Bank, einer großen Sandbank beim Zusammenfluß des Pegu- und Rangoonflußes.

Durch diese Anlagen ist erreicht, daß sich der Umschlag von Erdöl getrennt vom übrigen Hafenbetriebe abspielen kann. Für den Fall, daß

[5]) Rob. Hitherdon, Dues and Port Charges on shipping throughout the World, vol. II. G. Philip & Son, London. — Werft, Reederei, Hafen 1924, Heft 20.

[6]) Deutsch. Segelhdb. — Engl. Seekarte.

brennendes Öl in größeren Mengen auf das Wasser gelangt, werden höchstens die weiter stromab liegenden Schiffe gefährdet. Hierbei ist bedenklich, daß gerade an dieser Stelle, also unterhalb der Hastings-Bank, die Schiffe mit Sprengstoffen liegen. Im übrigen werden weiter unterhalb keine größeren Siedlungen und Hafenanlagen berührt.

Comodoro Rivadavia.[7]) Comodoro Rivadavia liegt an der Ostküste Argentiniens im Golf von San Jorge, etwa auf dem 46. Grad südlicher Breite und 67. östlicher Länge. Die Küste ist eine ausgesprochene Brandungsküste mit einem unregelmäßigen Verlauf der Tiefenlinien. Man ist daher gezwungen gewesen, zwecks Verschiffung des Erdöls eine ungefähr 900 m lange Mole in die See hinauszubauen, etwa 1500 m nördlich der Stadt. Diese Stelle ist insofern günstig, als die 6-m-Tiefenlinie hier der Küste sich am meisten nähert. Irgendwelcher sonstiger Schutz gegen Stürme und Seegang ist nicht vorhanden. Im übrigen hat Comodoro Rivadavia keinen nennenswerten Hafen, auch liegen keinerlei sonstigen Ansiedlungen in der Nähe, so daß die Anlage einer einfachen Mole genügt.

Noworossijsk[8]) (Abb. 1).[9]) Noworossijsk liegt an der Nordküste des Schwarzen Meeres an einer tief eingeschnittenen Meeresbucht; gegen Winde und Wellengang aus Süden ist der Hafen durch zwei Molen geschützt, die sich so übergreifen, daß das ganze innere Hafenbecken geschützt ist und die Einfahrt in den Hafen in einer S-Kurve stattfindet. Die Stadt selbst liegt im Südwesten des Hafenbeckens, während der eigentliche Hafen mit mehreren, senkrecht zur Küste sich erstreckenden Piers sich im nördlichen Teile befindet. Die fünf größten Piers sind aus Eisen gebaut. Im Norden des Hafens liegen die Anlagen der russischen Standard-Petroleumwerke, die ihren Umschlag an einem der Piers, nach einer besonderen Angabe an dem südwestlichsten, bewerkstelligen; er ist hierzu u. a. mit Rohrleitungen und einer Pumpanlage von 300 t Stundenleistung ausgerüstet. Im Osten des Hafens befinden sich Industrieanlagen sowie weitere Hafenanlagen, Werften mit mehreren Schwimmdocks.

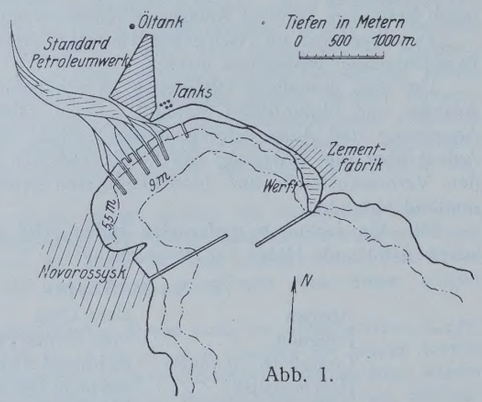


Abb. 1.

Falls die Angabe stimmt, daß der südwestlichste der fünf eisernen Piers für den Erdölumschlag bestimmt ist, so bedeutet dieses ein Kreuzen der Zufuhrgleise für die übrigen Piers durch die Ölleitung, wie ein Blick auf die Karte zeigt; dieses ist vom hafenbautechnischen Standpunkte aus zweifellos ein Nachteil, um so mehr, als es sich bei den sonst in Noworossijsk umgeschlagenen Gütern meistens um Getreide und Ölkuchen, also um leicht brennbare Stoffe handelt.

Es besteht somit die Möglichkeit, daß bei etwaigen Ölbränden diese Güter sowie ihre Verschiffungsanlagen gefährdet werden. Im schlimmsten Falle werden die übrigen Piers mitsamt den dahintergelegenen Lagerschuppen und Anschlußgleisen von brennendem Erdöl eingeschlossen. Auch die übrige Wasserfläche sowie die Stadt ist gegen brennendes Erdöl keineswegs geschützt. Die Sicherheit des Hafens in dieser Hinsicht hängt somit unmittelbar von der Feuersicherheit der Ölumschlageinrichtungen und der der Ölschiffe selbst ab.

Odessa[10]) (Abb. 2).[11]) Odessa liegt im nördlichsten Zipfel des Schwarzen Meeres und öffnet seinen Hafen nach Osten. Stadt und Hafen erstrecken sich an der flach gewölbten Küste. Die Hafenanlagen bestehen aus einer Anzahl von senkrecht in das Meer gebauten Molen, die durch verschiedene Wellenbrecher gegen Seegang geschützt sind. Den Abschluß des Hafens im Norden, außerhalb der alten Stadt, bildet eine kräftige Mole.

Diese Mole erstreckt sich zunächst rd. 850 m in das Meer, um dann im rechten Winkel abzubiegen und 225 m weit in das Hafengebiet hineinzulaufen. Hierdurch wird ein Hafenteil umfaßt, der als Petroleumhafen ausgebildet ist und etwa 2200 ha deckt. An der Mole, die mit Rohrleitung und Pumpanlage ausgerüstet ist, können indessen nur vier normale Öldampfer liegen, da der dem Lande zunächst gelegene Teil der Mole wegen der zu geringen Wassertiefe hierzu

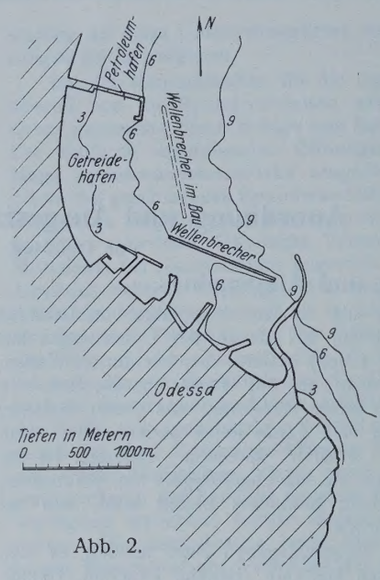


Abb. 2.

nicht geeignet ist. Am seeseitigen Ende ist durchschnittlich 7,5 m Wassertiefe vorhanden. Südlich vom Petroleumhafen befindet sich der Getreidehafen im Bau, der indessen bislang noch keinen Abschluß gegen den Petroleumhafen erhalten hat. Um diese neue Anlage weiterhin gegen Seegang zu schützen, soll zwischen der bestehenden Mole der alten Hafenanlage und der obengenannten Petroleummole ein über 1000 m langer Wellenbrecher gebaut werden oder sich schon im Bau befinden.

Wenngleich ein strenger Abschluß des Petroleumhafens gegenüber den anderen Hafenanlagen nicht vorhanden ist, so liegt dieser Hafen doch immerhin ungefähr 2000 m von den übrigen Anlagen entfernt.

Batum[12]) (Abb. 3).[13]) Batum ist der östlichste Hafen des Schwarzen Meeres und dient in erster Linie zur Verschiffung des transkaukasischen Erdöls. Der Hafen liegt an einer nach Norden offenen Bucht, an deren westlichen Seite, auf einer Art Halbinsel, die Stadt liegt. Der Hafen besteht aus der äußeren ungeschützten Reede sowie einem inneren Teil. Dieser innere Teil wird gebildet durch einen senkrecht zur Küste verlaufenden, etwa 500 m langen Hafendamm, der an seinem seewärtigen Ende ungefähr 450 m nach Westen hin als sogen. Petroleumdamm abbiegt. Nach Osten geht von dieser Stelle aus eine ungefähr 200 m lange Schutzmole.

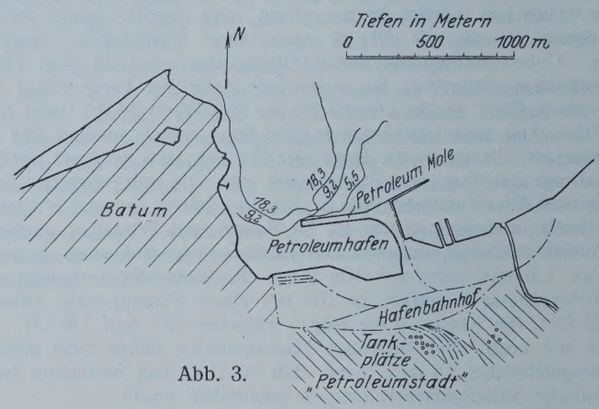


Abb. 3.

Hierdurch entstehen zwei Hafenbecken, wovon das größere westliche den eigentlichen Petroleumhafen aufnimmt, während das östliche der Küstenschiffahrt dient. Im Süden des Petroleumhafens erstreckt sich die sogen. „Petroleumstadt", die alle für den Erdölumschlag erforderlichen Anlagen enthält. Im Petroleumhafen selbst, der eine Tiefe von 8 bis 10 m aufweist, sowie an der obengenannten Petroleummole, die mit Rohrleitungen ausgerüstet ist, haben eine große Anzahl von Schiffen Liegemöglichkeit; weitere Schiffe, insgesamt etwa 20 Dampfer, können außerhalb der Mole auf der Reede oder in den übrigen Hafenteilen ankern. Der Hafen ist starker Verschlickung ausgesetzt, so daß dauernd Baggerarbeiten erforderlich sind, um die nötige Wassertiefe zu erhalten.

Da der Hafen von Batum fast ausschließlich der Erdölausfuhr dient und die kleineren Küstenfahrzeuge in dem östlichen Hafenteil ihren Liegeplatz erhalten, so ist damit der Ölumschlag fast vollkommen isoliert. Gegen etwaige Feuersbrünste von auf dem Wasser schwimmendem Öl dagegen ist die Stadt mit ihren Anlegevorrichtungen und kleineren Hafenzungen ungeschützt. Die Schiffe selbst könnten sich nur durch Auslaufen aus dem Hafen auf die offene See retten. Bei ausbrechenden Bränden und anderen allgemeinen Gefahren sind sämtliche im Hafen liegenden Schiffe zur Hilfeleistung verpflichtet.

Das Erdöl wird durch eine 900 km lange Leitung von Baku nach Batum gepumpt.

Tampico (Mexiko).[14]) Tampico liegt an der Westküste des Golfes von Mexiko. Die eigentliche Stadt liegt etwa 9 km landeinwärts am Rio

[7]) Deutsch. Segelhdb. — Deutsch. Seekarte. — Zeitungen.
[8]) Deutsch. u. Engl. Segelhdb. — Zeitungen. — Engl. Seekarte.
[9]) Engl. Seekarte.
[10]) Deutsch. u. Engl. Segelhdb.
[11]) Engl. Seekarte.
[12]) Deutsch. u. Engl. Segelhdb (Urquhart). — Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.
[13]) Engl. Seekarte.
[14]) Zeitungen.

Panuco. Die Erdölindustrie hat sich von der Stadt ab flußabwärts an beiden Ufern dieses Flusses angesiedelt. Besondere Hafenbecken sind nicht vorhanden, sondern es befinden sich lediglich an den einzelnen Öllagern und Verarbeitungsplätzen Piers, die in den Fluß hineinragen. Der Fluß erhält zurzeit eine Wassertiefe von 10 m unter MNW. Bislang war die Wassertiefe ungenügend. Es sind manche Verluste eingetreten, weil die Tankdampfer nicht auf vollen Tiefgang beladen werden konnten. Nennenswerte andere Industrien oder Hafenanlagen fehlen noch, jedoch ist der Hafen im Ausbau begriffen. Tampico ist der Ausfuhrhafen eines Teils des mexikanischen Erdöls, im übrigen der Haupthafen Mexikos.

Vera Cruz (Mexico).[15]) Vera Cruz liegt an der Südwestküste des Golfes von Mexiko. Der Hafen von Vera Cruz ist dadurch gewonnen, daß Molen und Wellenbrecher in die offene See hinausgebaut sind. Im nördlichen Teile dieser durch Wellenbrecher geschützten Wasserfläche befinden sich am Lande Öltanks sowie ein bis zwei Piers für Ölschiffe. Irgend ein Abschluß gegen die übrigen Hafenteile besteht nicht.

Port Arthur (Texas).[16]) Port Arthur liegt an der Nordküste des Golfes von Mexiko, an der Grenze zwischen Texas und Louisiana und ist Ausfuhrhafen von Texasöl. Der Hafen liegt innerhalb der Flaschenbucht Sabine Lake. Weitere nennenswerte Hafenanlagen sind nicht vorhanden. Der Hafen ist durch seine natürliche Lage als durchaus sicher und geschützt zu bezeichnen.

Richmond (San Francisco)[17]) (Abb. 4).[18]) Richmond liegt gegenüber von San Francisco an der San Francisco Bay. Es ist ein blühender Industrie- und Handelsplatz an einer stark zergliederten Küste. Im Süden der Stadt auf einem halbinselartigen Vorsprung bei Richmond Point hat die Standard Oil Co. ausgedehnte industrielle Anlagen geschaffen und hat selbst einen eigenen Hafen mit Wendeplatz eingerichtet. Der Hafen ist durch eine niedere Hügelkette gegen das Hinterland abgeschlossen und liegt unmittelbar am offenen tiefen Wasser. Der Hafen dient zur Verschiffung eines Teils des nordamerikanischen Erdöls.

Abb. 4.

Die Lage dieses Petroleumhafens zu den anderen Hafenteilen ist eine durchaus gesonderte. Für den Fall, daß brennendes Öl auf das Wasser gelangt, wird man annehmen können, daß es sich sofort verteilt und infolgedessen ausbrennt, bevor es andere Hafenteile oder Schiffe ernstlich gefährdet hat.

Bayonne (New York)[19]) (Abb. 5).[20]) Bayonne ist ein Teil des großen Hafens von New York und liegt am Westufer der Upper Bay. Im Süden

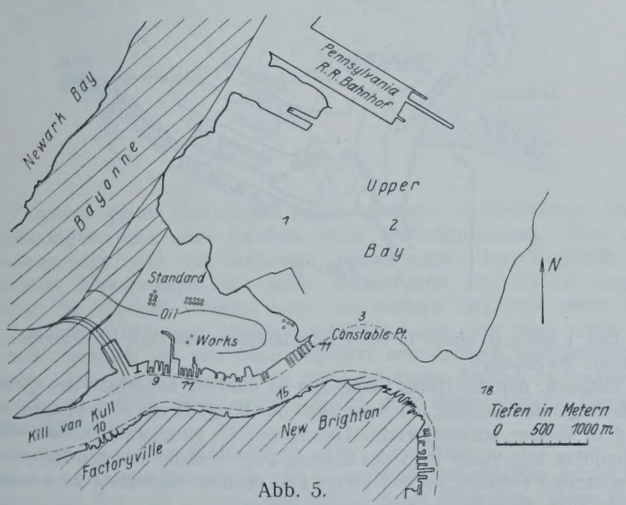


Abb. 5.

wird Bayonne begrenzt durch einen Verbindungsarm zwischen der Upper Bay und der Newark Bay, dem Kill van Kull. Hier streckt sich eine Halbinsel nach Osten vor, die im Constable Point endet. Diese Halbinsel beherbergt eine der größten industriellen Erdölanlagen der Erde, die der Standard Oil Co. gehört. Die eigentlichen Hafenanlagen bestehen nach nordamerikanischer Weise aus einer großen Anzahl von Piers, die senkrecht zur Küstenlinie in das Wasser hineinragen. Irgend ein weiterer Hafenabschluß besteht nicht. Die Tankdampfer machen an den Piers fest und nehmen von hier aus das Öl an Bord.

Die Hafenanlage hat eine gewisse Ähnlichkeit mit der von Richmond (Lage auf einer Halbinsel), jedoch besteht ein wesentlicher Unterschied darin, daß schon in ziemlicher Nachbarschaft sich weitere große Hafenanlagen und Stadtteile erstrecken. Tatsächlich ist in den achtziger Jahren brennendes Öl auf die Upper Bay geflossen, dem mehrere Schiffe zum Opfer gefallen sind. Die Sicherheit dieses Hafens ist hier in erster Linie von der feuersicheren Behandlung des Öles abhängig.

Der Transport des Erdöls in die Raffinerien bezw. den Hafen geschieht durch sogenannte „pipe-lines".[21]) Dieses System ist in Nordamerika wie auch in anderen Ursprungsländern allgemein üblich. Die pipe-lines sind Überlandrohrleitungen, die von den Ölquellen zu den Raffinerien oder Verschiffungsorten führen. Ihre Gesamtlänge beläuft sich in Nordamerika auf etwa 120 000 km. Sie befinden sich größtenteils im Privatbesitz einiger Öltrusts.

Philadelphia.[22]) Philadelphia liegt am Delaware im Staate Pennsylvania (Nordamerika). Der Hafen ist ein ausgesprochener Flußhafen. Der Umschlag der Güter geschieht an Piers, die senkrecht zum Ufer in den Fluß hineingebaut sind, der Umschlag von Erdöl ungefähr 4 km unterhalb der Stadt, etwa an der unteren Hafengrenze, gleichfalls an freistehenden Piers. Besondere Abschlußbauwerke scheinen nicht vorhanden zu sein. Bezüglich der Anordnungen bietet die Wahl der Ölpiers unterhalb der Stadt bei etwaigen Bränden eine Sicherheit für den eigentlichen Philadelphiahafen.

Constanza (Rumänien)[23]) (Abb. 6).[24]) Constanza liegt an der Westküste des Schwarzen Meeres und ist der Ausfuhrhafen der rumänischen Erdölindustrie; er weist einen der neuzeitlichsten Petroleumhäfen auf. Der Petroleumhafen von Constanza ist im Zusammenhang mit den übrigen Hafenanlagen, die insbesondere der Ausfuhr von Getreide und Holz dienen, angelegt und 1910 dem Betrieb übergeben. Der ganze Hafen ist dem Meere durch den Bau künstlicher Hafenzungen und Molen abgewonnen. Er besteht aus mehreren Hafenbecken, die alle von einem Wendeplatz von 450 m Durchm. ausgehen; dieser besitzt nur eine Hafeneinfahrt, die durch eine vorgezogene Mole gegen groben Seegang geschützt ist. Im Süden der Hafenanlagen befindet sich als gesondertes Becken der Petroleumhafen. In seiner Nähe, gleichfalls an der Küste, liegen die

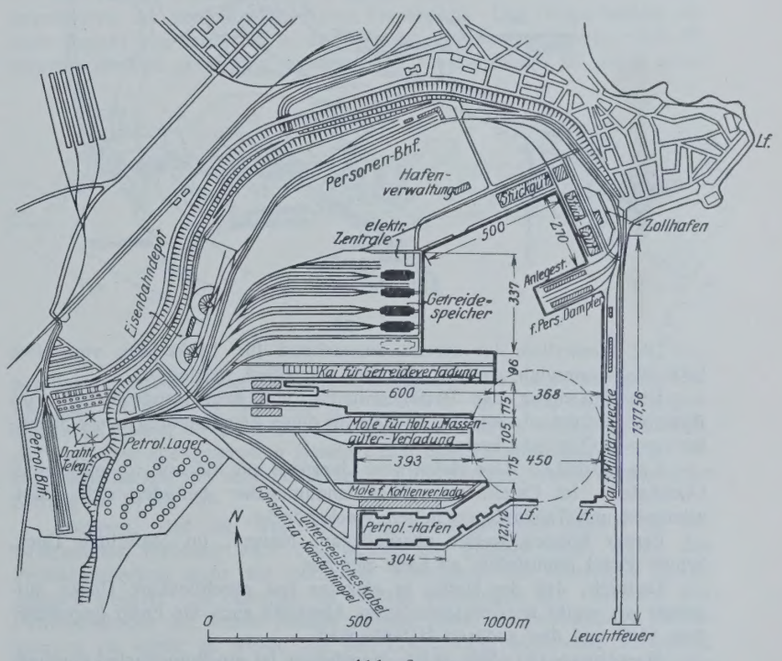


Abb. 6.

Erdöllagerplätze. Die Tiefe des Petroleumhafens beläuft sich auf 9,25 m, seine verfügbare Uferlänge auf 1398 m. Sie enthält im einzelnen vier Molen von je 40 m Ladelänge. Der Petroleumhafen ist gegen den gemeinsamen Vorhafen durch ein schwimmendes Tor verschließbar.

[15]) Engl. Segelhdb. — Engl. Seekarte.
[16]) Amerikan. Segelhdb.
[17]) Amerikan. Segelhdb.
[18]), [19]) u. [20]) Amerikan. Seekarte.
[21]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.
[22]) Amerikan. Segelhdb.
[23]) Deutsche Bztg. 1911, S. 215 ff. — F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. II. Berlin 1913. Wilhelm Ernst & Sohn.
[24]) Deutsche Bztg. 1911, S. 216.

b) Einfuhrhäfen.

Purfleet.[25]) Purfleet liegt unterhalb Londons am linken Ufer der Themse und hat Umschlagstellen einfachster Art in Gestalt von mehreren Piers, die parallel zum Strom laufen und in ihrer Mitte durch einen Steg mit dem Ufer verbunden sind. Irgendwelche Abschlußbauwerke fehlen, doch scheint auch die Besiedlung in der Nähe dieser Anlagen dünn zu sein.

Helsingfors.[26]) Ein eigentlicher Petroleumhafen besteht hier noch nicht, soll aber in nächster Zeit gebaut werden. Während man erst glaubte, ihn in dem weiter abgelegenen Hafengebiet von Hertonäs anzulegen, ist nunmehr die Felsenhalbinsel Sandudd im Westteil der Stadt hierfür vorgesehen. Da die Stadt halbinselartig im Westen, Süden und Osten von Wasser umgeben ist, ist die gewählte Lage von den übrigen Hafenteilen ziemlich abgesondert.

Gleichzeitig soll sich die schon jetzt in Sörnas, nördlich der Stadt befindliche wie auch etwaige neu hinzukommende Erdölindustrie in Sandudd ansiedeln.

Stockholm.[27]) Der Stockholmer Hafen weist verschiedene Punkte, zwischen den Schären verteilt, auf, an denen Erdöl und andere feuergefährliche Gegenstände gelöscht werden. Erdöl wird meist in Värtahamm und bei Nora Höggarn, teils auch bei Svindelsvik gelöscht. Hier befindet sich eine enge Bucht, an deren Südstrand bei Ryssbacken sich zwei Anlegebrücken mit 6,50 m bezw. 5 m Wassertiefe befinden. In Värtahamm dagegen liegen neuere Hafenanlagen, etwa 3 km nordöstlich vom Schloß, mit 5,5 bis 8,5 m Wassertiefe. Infolge der natürlichen Zerrissenheit der gesamten zum Stockholmer Hafen zählenden Fläche bieten sich genügend Gelegenheiten, um feuergefährliche Öle, abseits von den übrigen Gütern, umzuschlagen.

Suez[28]) (Abb. 7).[29]) Suez liegt am Ausgang des Suez-Kanals am Nordende des Roten Meeres. Die alten Hafenanlagen schließen sich unmittelbar an das westliche Kanalufer an und sind in das Meer hinausgebaut. Westlich von den alten Hafenanlagen sieht der Entwurf der ägyptischen Regierung Hafenerweiterungen vor; ein Teil dieser Hafenanlagen ist bereits ausgeführt, und zwar das westlichste Becken, das gleichzeitig als Petroleumhafen dient. Das Becken ist rings von Molen umschlossen, gleichfalls liegt die Zufahrtrinne im Schutze einer von Nordwest nach Südost gerichteten Mole, die zurzeit verlängert und mit Löschpiers versehen wird. In etwa 1 bis 1,5 km Entfernung von diesem Petroleumbecken befinden sich auf dem Lande Anlagen der Erdölindustrie, insbesondere der englischen Shell Company.

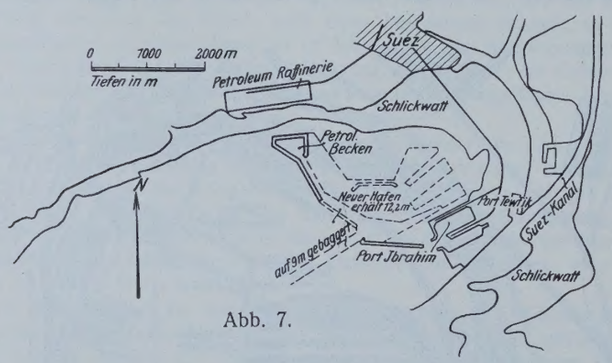


Abb. 7.

Die Wassertiefe ist zurzeit ausreichend für Tankschiffe von etwa 5000 Registertonnen, sie soll indessen vergrößert werden.

Die Entfernung des Petroleumhafens von dem Handelshafen „Port Ibrahim“ beträgt rd. 3000 m, so daß für diese Anlage hinreichende Sicherheit gegen Ölbrände besteht.

Liverpool.[30]) Der Hafen von Liverpool am Mersey ist ein reiner Dockhafen. Im Ostteil des „Herkulaneumdocks“ befinden sich Erdölschuppen und Tankanlagen neben Trockendocks.

Ferner können weiter oberhalb am Mersey, im Stalbridge Dock, Schiffe Erdöl unmittelbar an Land pumpen.

Dadurch, daß der Hafen in einzelne fest abschließbare Docks aufgeteilt ist, ergibt sich ein natürlicher Abschluß auch für Erdöl gegenüber dem Fluß und den anderen Hafenbecken.

Manchester[31]) (Abb. 8).[32]) Manchester ist ein Binnenhafen oberhalb der Merseymündung an einem rd. 50 km langen künstlichen Seekanal, dem Manchesterkanal, der 1894 dem Verkehr übergeben wurde. Der Hafen ist durch Schleusen von dem Seekanal abgeschlossen. Unterhalb dieser Schleusen befinden sich ausgedehnte Tanklager mit pierartigen Löschanlagen. Die Hafenordnung sieht vor, daß brennbare Flüssigkeiten mit einem niedrigeren Flammpunkte als 73 ° F = rd. 23 ° C (also Klasse I) nicht durch den Kanal befördert werden dürfen. Andere gefährliche Flüssigkeiten mit einem Flammpunkte über 73 ° F dürfen nur (wie alle zugelassenen gefährlichen Stoffe) auf besondere Erlaubnis unmittelbar von Schiff zu Schiff oder von Schiff in längsseit liegende Leichter oder an Land an bestimmten, gesicherten Plätzen löschen. Hierbei geht das gesamte Risiko zu Lasten der Schiffer oder Importeure, die eine dementsprechende schriftliche Erklärung abzugeben haben.

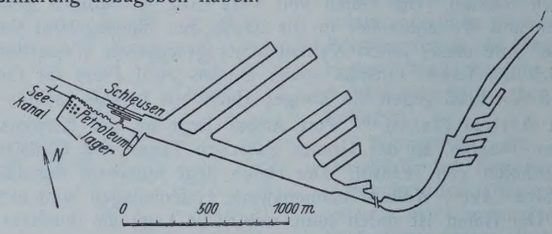


Abb. 8.

In den eigentlichen Hafen kommen daher Ölschiffe nicht hinein. Im übrigen ist indessen der ihnen zugewiesene Platz geeignet für jede Schiffsgröße, soweit das betreffende Schiff den 8,54 m Wassertiefe aufweisenden Seekanal durchfahren kann.

Swansea (Süd-Wales)[33]) (Abb. 9).[34]) Swansea liegt in einer Bucht an der Nordküste des Bristolkanals und ist Ein- und Ausfuhrhafen. Es ist als Dockhafen gebaut. Die verhältnismäßig neu geschaffene Hafenfläche des Queens-Docks, das mit dem Kings-Dock zusammen eine gemeinsame Eingangsschleuse besitzt, aber nicht durch Tore von ihm abgeschlossen ist, ist für Erdölumschlag eingerichtet worden. Hier sind für die Anglo-Persian Oil Co. bezw. für ihre Reederei, die British Tankers Ltd., drei Piers gebaut, die für drei Tankdampfer gleichzeitig eine Anlegemöglichkeit bieten. Die zur Verfügung stehende Hafenfläche beträgt rd. 60 ha. Am Hafen stehen acht Tanks von je 10 000 t Inhalt. Diese Tanks dienen als Durchgangtanks, da die Dampfer nur Rohöl heranbringen, das durch sechs Rohrleitungen von 8 bis 12″ Durchm. nach der rd. 6,5 km entfernten Raffinerie bei Llandarcy gepumpt wird. Diese Raffinerie ist eine der größten und besteingerichteten der Erde und 1922 eröffnet worden. Sie umfaßt neben industriellen Einrichtungen Tanks mit insgesamt 340 000 m³ Fassungsvermögen, sowie eine große Siedlung.

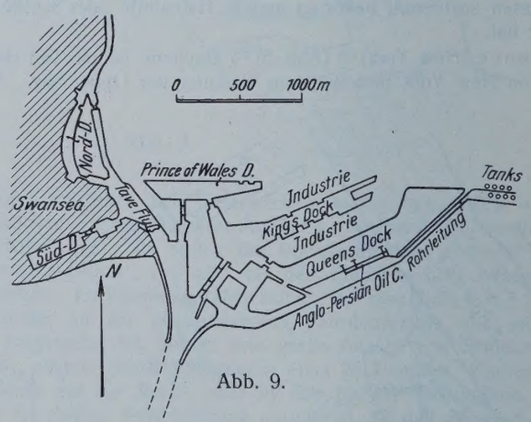


Abb. 9.

Die Löschzeit eines 10 000-t-Tankdampfers beträgt 12 Stunden, die Ladezeit 20 Stunden.

Dadurch, daß der Hafen Dockhafen ist, sind die außerhalb des Queens-Docks liegenden Gebiete mit Ausnahme des Kings-Docks (s. o.) gegen etwa auf dem Wasser schwimmendes brennendes Öl geschützt, ähnlich wie in Liverpool (s. o.). Auch liegt das Queens-Dock von den übrigen Hafenteilen am weitesten entfernt, so daß hierin eine weitere Sicherheit zu erblicken ist, die auch dem Kings-Dock zugute kommt.

Außerhalb der Schleuse befindet sich ein Bunkerpier.

Antwerpen[35]) (Abb. 10).[36]) Antwerpen liegt am rechten Ufer der Schelde in rd. 87 km Entfernung von der Mündung. Der Handelshafen

[25]) Engl. Segelhdb. — Engl. Seekarte.
[26]) Zeitungen 1924.
[27]) Deutsch. Segelhdb. — Deutsch. Seekarte.
[28]) Deutsch. Segelhdb. — Deutsch. Seekarte.
[29]) Deutsch. Seekarte.
[30]) F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. I. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1909. Engl. Seekarte.
[31]) Schulze, Seehafenbau, Bd. I, 1909. — Akten der Deutschen Seewarte, Hamburg.
[32]) Schulze, Seehafenbau, Bd. I, 1909.
[33]) Akten des Hamburgischen Weltwirtschaftsarchivs. — Hitherdon, Dues and Port Charges, vol. III. G. Philip & Son, Ltd., London 1923.
[34]) Hafenplan von Swansea.
[35]) Schulze, Seehafenbau, Bd. I, 1909. — Brandakten der Hamburger Feuerwehr.
[36]) Deutsch. Seekarte.

erstreckt sich längs des Flusses zum größten Teil nördlich der Stadt. Hier befand sich auch unmittelbar nördlich der Stadt, noch innerhalb des alten Festungsgürtels, im Bassin Amerika, ursprünglich der alte Petroleumhafen. Im Jahre 1889 brannte dieser Petroleumhafen infolge einer Pulverexplosion ab. Mit Rücksicht auf die Gefährlichkeit der Lage und auf den veränderten Betrieb (keine Einfuhr mehr in Fässern) wurde der Petroleumhafen außerhalb, im Süden der Stadt, rd. 3 km von den Festungswällen entfernt, neu angelegt und 1903 ziemlich beendet. Der alte Petroleumhafen wurde als solcher aufgegeben und anderweitig benutzt. Am neuen Petroleumhafen ist ein eigentliches Hafenbecken nicht vorhanden, sondern die Tankdampfer werden mitten auf der Schelde an einem etwa 300 m langen Pier gelöscht; dieser Pier läuft parallel zum Ufer und ist aus Eisenbeton gebaut. Er ist so eingerichtet, daß an seiner Außenseite die Seeschiffe und innen die Flußschiffe Platz haben. Die eigentlichen Tankanlagen befinden sich rd. 550 m vom Pier entfernt. Diese wurden auch nach dem 1904 stattgehabten Brande wieder an der gleichen Stelle aufgebaut.

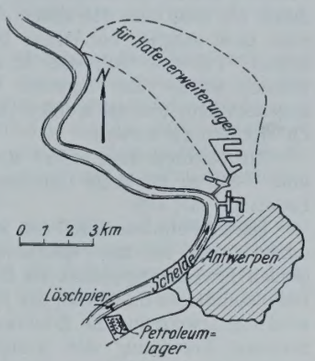


Abb. 10.

Die Schelde bietet den größten Seeschiffen genügende Wassertiefe; auch sonst sind alle Vorbedingungen für einen guten und leistungsfähigen Hafen gegeben.

Rotterdam[37]) (Abb. 11).[38]) Der Hafen erstreckt sich auf beiden Ufern der Maas, hauptsächlich flußabwärts von der Stadt aus gerechnet. An den niedrig gelegenen Maasufern sind auf beiden Seiten des Flusses künstliche Hafenbecken geschaffen, die als Tidebecken offen mit dem Fluß in Verbindung stehen. Am linken Ufer der Maas, zwischen dem Maashafen und dem Waalhafen, befinden sich, unmittelbar am Strom gelegen, einige kleinere Hafenbecken, die dem Umschlag von Erdöl dienen; ihre gesamte Wasserfläche beläuft sich auf nur etwa 1,5 ha. Sie sind in keiner Weise von der offenen Maas abgeschlossen. Die Tankdampfer löschen unmittelbar im Strom oder in einem der kleinen offenen Einschnitte. Verglichen in ihrer Lage zu den übrigen Hafenteilen, liegen sie ziemlich in der Mitte des jetzigen Hafenbetriebes.

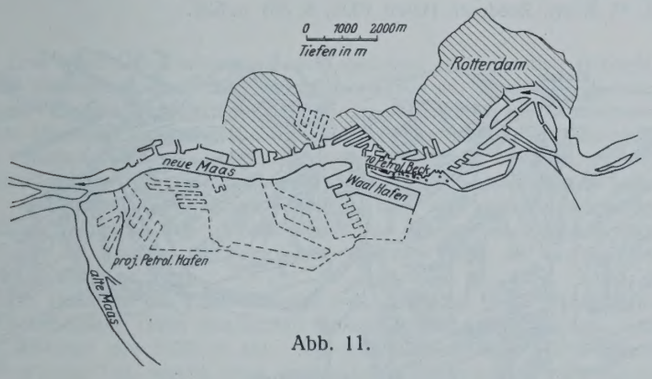


Abb. 11.

Indessen plant Rotterdam neben anderen beträchtlichen Hafenerweiterungen auch den Neubau eines Petroleumhafens. Der neue Petroleumhafen soll am weitesten stromabwärts, am Westende der geplanten Erweiterungen mit einer Wasserfläche von 50 ha angelegt werden; die Ölschiffe würden somit die übrigen Hafenteile nicht mehr zu durchfahren brauchen. Seine endgültige Lage steht noch nicht fest, da wahrscheinlich die alte Maas reguliert und dadurch Gelegenheit geschaffen wird, den Petroleumhafen noch um einige Becken zu vergrößern. Möglich ist, daß für diesen neuen Hafen eine abgeschlossene Bauweise angewandt wird.

Kopenhagen[39]) (Abb. 12).[40]) Der eigentliche Hafen der Stadt Kopenhagen zergliedert sich in einen westlichen, unmittelbar an die Stadt angelehnten Teil mit einem Außenhafen, einem Freihafen, einem Innen- und einem Südhafen, sowie einem östlichen Teil, der aus dem Kriegshafen und dem Petroleumhafen besteht. Dieser östliche Hafenteil ist auf der der Stadt gegenüberliegenden Insel Amager angelegt, und zwar dergestalt, daß der Petroleumhafen, in sich abgeschlossen, die nördliche Spitze dieser Insel bei Revshaleö einnimmt. Der Hafen ist gegenüber den anderen Hafenteilen absperrbar und weist 6,9 bis 8,1 m Wassertiefe auf. Der gesamte Petroleumhafen umfaßt einschließlich Lagerhäuser usw. ungefähr 12 ha mit einem Fassungsvermögen von 100000 t Erdöl. Bislang ist die Lage des Petroleumhafens verhältnismäßig isoliert. Da indessen auch Kopenhagen Bedürfnis nach Hafenerweiterungen hat, hat man hierzu das Gebiet östlich vom Petroleumhafen auf der Insel Amager in Aussicht genommen. Dadurch würde der Petroleumhafen von der Ostseite nähere Nachbarschaft erhalten, die zu besonderen Sicherheitsvorkehrungen führen muß.

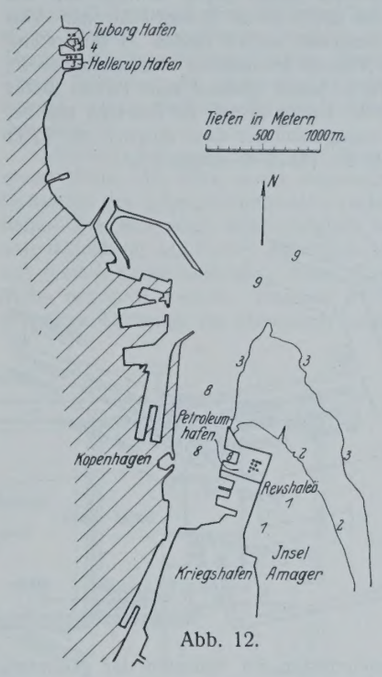


Abb. 12.

Abgesehen von diesem Petroleumhafen wird auch in Tuborg bezw. Hellerup Öl umgeschlagen. Dieses sind zwei kleine, unmittelbar nebeneinander liegende, selbständige Küstenhäfen nördlich der Stadt in ungefähr 4 km Entfernung vom Hauptpetroleumhafen. Diese Häfen haben indessen nur geringen Tiefgang. In Tuborg beträgt dieser zurzeit 5 m, er soll auf 6,3 gebracht werden. Irgend ein fester Abschluß nach See zu besteht nicht. Der Hafen Hellerup, nur durch eine Hafenzunge vom Tuborghafen getrennt, gehört der Skandinavisch-Amerikanischen Petroleum A.-G. und hat nur 3,7 bis 4,3 m Wassertiefe; seine Hafeneinfahrt kann mit einem Ponton geschlossen werden. Einige 100 m südlich vom Helleruphafen liegt die Anlage der Deutsch-Dänischen Petroleum Co., die gleichzeitig Löschmöglichkeiten für Schiffe bietet, im übrigen aber keine besonderen hafenbautechnischen Abschlußbauwerke zeigt.

Marseille[41]) (Abb. 13).[42]) Marseille liegt am Mittelmeer und ist gegenwärtig der bedeutendste Hafen Frankreichs. Der Hafen besteht aus einer Anzahl von senkrecht in das Meer hineingebauten Zungen, wodurch einzelne Becken geschaffen werden. Die Gesamtanlage ist durch einen parallel zur Küste gezogenen ununterbrochenen Wellenbrecher geschützt. Für den Erdölverkehr hat man am Nordende der bestehenden Hafenanlage im Bassin de la Pinêde ein kleines besonderes Becken geschaffen, das von dem obengenannten Bassin durch einen Ponton abschließbar ist. Das Hafenbecken hat sehr bescheidene Abmessungen; seine Wasserfläche beträgt rd. 14000 m².

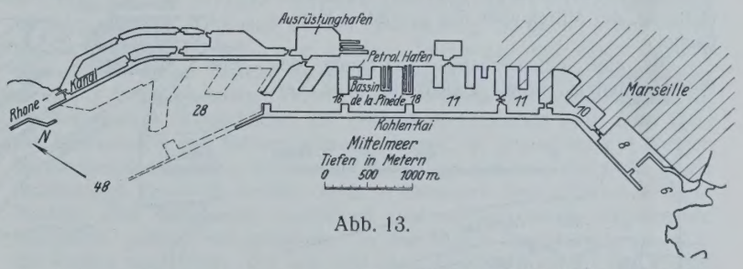


Abb. 13.

Dadurch, daß die weiteren Vergrößerungen des Hafens in der bestehenden Richtung nach Nordwesten hin geplant sind, würde das Petroleumbecken mehr und mehr zum Mittelpunkt der bisherigen Hafenanlagen werden. Da offenbar die Absicht vorgelegen hat, seinerzeit den Petroleumhafen bei seiner Anlage an das Ende der bestehenden Hafenanlagen zu legen, so würde mit der Erweiterung auch eine Verlegung dieses Hafens erforderlich werden, wahrscheinlich zugleich auch eine Vergrößerung.

Le Havre[43]) (Abb. 14).[44]) Le Havre liegt an der Mündung der Seine an der französischen Nordküste am Kanal und ist einer der bedeutendsten

[37]) Schulze, Seehafenbau, Bd. I. — Deutsch. Segelhdb. — Deutsch. Seekarte. — Bautechnik 1925, H. 6. — v. Ysselsteyn, Le Port de Rotterdam, Rotterdam 1904.
[38]) Deutsch. Seekarte. — Bautechnik 1925, H. 6.
[39]) Deutsch. Segelhdb. — Deutsch. Seekarte.
[40]) Deutsch. Seekarte.
[41]) Schulze, Seehafenbau, Bd. I u. II. — Franz. Segelhdb. — Comité Central des Armateurs de France, Les Ports Maritimes Français (Métropole et Afrique du Nord), Paris 1924.
[42]) Aus vorstehendem französischen Werk.
[43]) Schulze, Seehafenbau, Bd. I. — Deutsch. Segelhdb. — Deutsch. Seekarte.
[44]) Wie Anm. 42.

französischen Häfen. Der bestehende Hafen ist ein Dockhafen. d. h. also nur zu gewissen Stunden ohne Schleusung zugänglich. $1^1/_2$ Stunden vor bis 2 Stunden nach Hochwasser sind sämtliche Schleusen geöffnet, so daß ein unmittelbarer Verkehr von und nach See zu diesen Zeiten stattfinden kann. Im Osten der beiden Becken des Bassin Bellot schließt sich ein Petroleumhafenbecken von ungefähr 225 × 60 m Grundfläche an. Von dem Hafenbecken führt eine Sielschleuse weiter östlich in die offene Seinebucht, die den Zweck hat, im Notfalle brennendes Öl hinausschleusen zu können, während die 12 bis 15 m breite Einfahrt vom Bassin Bellot durch eiserne Tore geschlossen wird. Dieser Schutz ist indessen nur ein bedingter, da ein Hinausschleusen naturgemäß nur dann möglich ist, wenn der Außenwasserstand niedriger als der Hafenwasserstand ist.

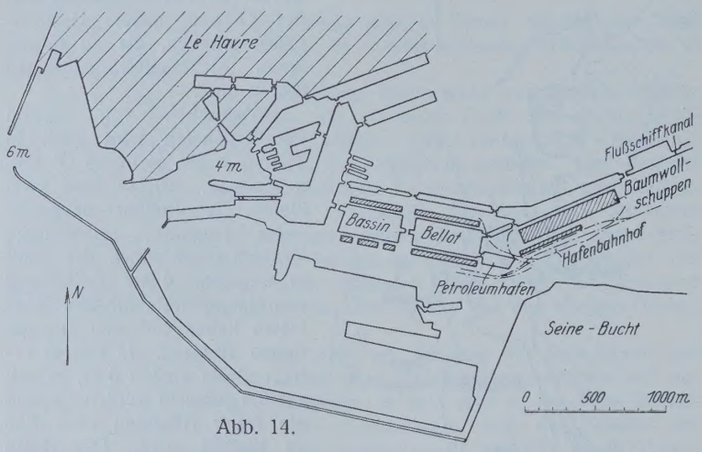


Abb. 14.

Bis vor kurzem lag der Petroleumhafen im Südosten der gesamten Hafenanlagen, die wiederum im Süden der Stadt sich erstreckten, und war damit sehr gut isoliert. Der zunehmende Hafenverkehr hat indessen auch Le Havre gezwungen, seine Hafenanlagen zu erweitern, was ihm nach den bestehenden Verhältnissen nur nach Süden hin, in die offene Seinebucht, möglich ist. Auch hat man sich entschlossen, diese Hafenanlagen als offene Tidebecken anzulegen.

Mit dem Bau dieser Erweiterung ist bereits begonnen dadurch, daß einige lange Wellenbrecher im Osten, Süden und Südwesten der neuen Hafenfläche hergestellt sind, ferner im Innern des so abgeschlossenen Hafenteiles einige Hafenzungen und ein Trockendock. Dadurch wird der Petroleumhafen, jedenfalls nach einer Richtung, der Mittelpunkt der gesamten Hafenfläche.

Ob eine entsprechende Verlegung des Petroleumhafens, womit gleichzeitig eine Vergrößerung verknüpft sein könnte, geplant ist, entzieht sich unserer Kenntnis.

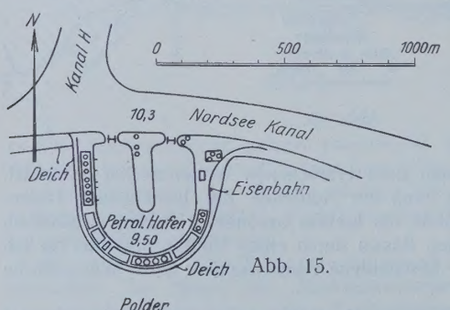


Abb. 15.

Amsterdam[45]) (Abb. 15).[46]) Der Hafen von Amsterdam weist eine sehr bemerkenswerte Lösung eines neuzeitlichen Petroleumhafens auf. Dieser Hafen liegt am Nordseekanal als westlichste Hafenanlage Amsterdams. Das Hafenbecken zeigt eine hufeisenförmige Gestalt und besitzt an seinen beiden Enden je eine Einfahrt, die durch zwei schwimmende eiserne Balken abschließbar ist. Sie sollen bei Ausfluß brennenden Öls in das Hafenbecken einen Abschluß gegen den Kanal bilden. Die Wasserfläche beläuft sich auf rd. 28,5 ha. Die das Hafenbecken umgebende Fläche, rd. 12 ha, ist besetzt mit Tanks, Pumpstationen, Lagern, Abfüllschuppen, Stapelplätzen, Eisenbahnanlagen usw. Auf der Insel, inmitten des hufeisenförmigen Hafens, sind Lagerplätze für Benzin vorgesehen, die danach vollkommen vom Wasser umgeben sind.

Die eigenartige Gestalt des Hafens ist offenbar aus der Überlegung heraus entstanden, daß bei Ausbruch eines Brandes im Hafen es den Schiffen, soweit sie selbst noch nicht brennen, möglich sein soll, entweder durch die eine oder die andere Ausfahrt ins Freie zu entkommen. Dieses wäre nicht möglich bei einem Hafen, der nur eine Ein- bezw. Ausfahrt besitzt. Für den Fall, daß in der Nähe dieser Ausfahrt ein Brand ausbräche, würde den Schiffen weiter innen im Hafen der Rückzug abgeschnitten, und sie würden Gefahr laufen, von dem sich ausbreitenden Öl ergriffen zu werden.

Ein Nachteil liegt in der starken Krümmung der begrenzenden Uferlinie. Sie ist für lange Dampfer unbequem und bringt einen Verlust an Ladelänge mit sich.

Dieser Petroleumhafen hat sich in seiner jetzigen Größe bereits als unzureichend für den wachsenden Handel erwiesen. Neben anderen großen Erweiterungsplänen ist 1913 daher auch der Plan eines weiteren Petroleumhafens im Westen des jetzigen aufgestellt. Bei dieser Ausführung wird man zweifellos die Erfahrungen verwerten, die man mit der interessanten Anordnung des jetzigen Petroleumhafens gemacht hat. Im übrigen brauchen dann die Tankschiffe nicht mehr die anderen Hafenteile zu durchfahren (s. a. Rotterdam).

Geestemünde. Der früher bestehende kleine Petroleumhafen von Geestemünde ist als solcher eingegangen und wird nicht mehr zum Umschlag von Erdöl benutzt. Es befindet sich dort jetzt die Werft von Seebeck.

Ebenfalls versieht der kleine Petroleumhafen zu Harburg a. d. Elbe seinen eigentlichen Zweck nicht mehr.

Beide Häfen zeigten selbständige Hafenbecken. In Geestemünde lag es in der Ostecke, in Harburg in der Nordwestecke der alten Hafenanlage, in beiden Fällen an der Grenze der damaligen Hafengebiete. Inzwischen sind diese alten Petroleumbecken durch Erweiterungsbauten von neuen Hafenteilen umgeben worden.

Hamburg[47]) (Abb. 16 u. 17).[48]) Im Jahre 1879 wurde der erste Petroleumhafen Hamburgs auf dem kleinen Grasbrook, einer Elbinsel am linken Ufer der Norderelbe, eröffnet, unmittelbar gegenüber der Stadt. Dieser Hafen, der sogenannte alte Petroleumhafen, hatte eine nutzbare Wasserfläche von 8,2 ha für Seeschiffe, ferner von 3,3 ha für Flußschiffe, sowie Lager- und Tankplätze von rd. 21 ha.

[47]) Akten der Hamburgischen Wasserbaudirektion. — Brandakten der Hamburger Feuerwehr.

[48]) Werft, Reederei, Hafen 1925, S. 531 u. 532.

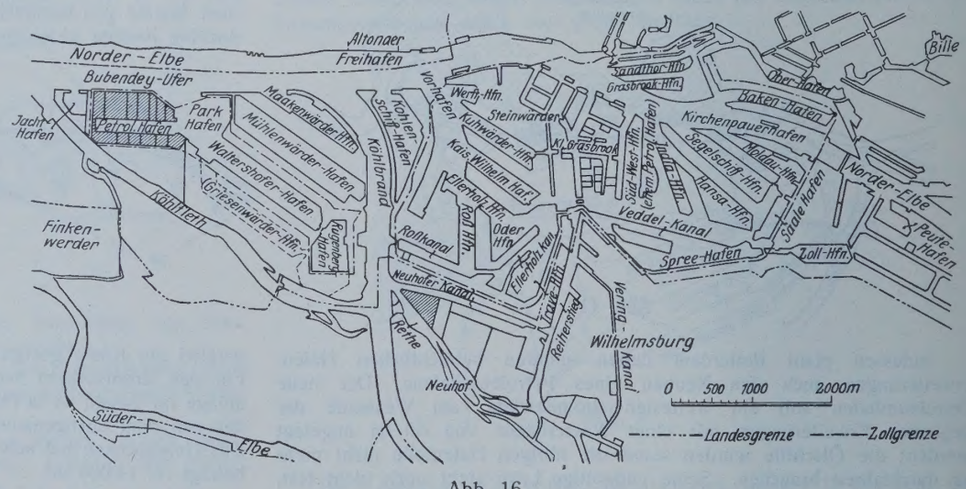


Abb. 16.

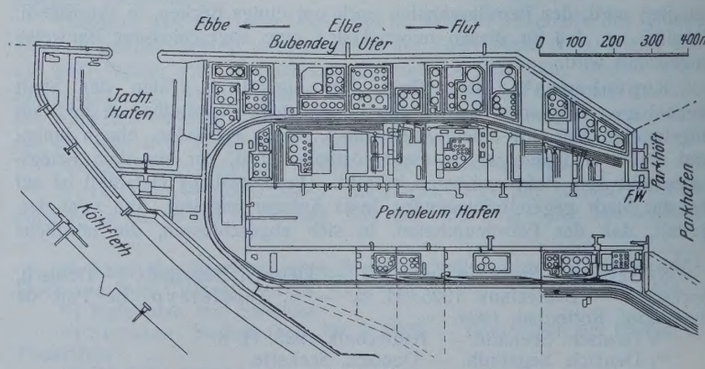


Abb. 17.

[45]) u. [46]) The Port of Amsterdam. Publ. by the Municipality of Amsterdam, 1919.

Gegen die Jahrhundertwende wurde das Bedürfnis nach Erweiterung des Hafens immer dringender, da einerseits der gesteigerte Umsatz größeren Platz verlangte, weiter auch der Umstand, daß von der Verladung in Fässern immer mehr auf den Transport in ganzen Tankladungen übergegangen wurde, einen entsprechenden Neuausbau des Hafens dringend erforderlich machte.

Nach eingehenden Beratungen der einzelnen Behörden und der Handelskreise entschloß man sich, einen neuen Petroleumhafen im Zusammenhang mit der westlich des Köhlbrands gelegenen Hafenerweiterung anzulegen, und zwar wurde der Petroleumhafen aus der Mitte des Hafengebiets an das äußerste westliche Ende verlegt. Dieser Hafen wurde 1914 fertiggestellt und dem Verkehr übergeben; der alte Petroleumhafen wurde anderen Zwecken nutzbar gemacht.

Diese Lage des neuen Hafens wurde einesteils auf Grund des zur Verfügung stehenden Gebietes und der übrigen notwendigen Hafenerweiterungen gewählt, andernteils spielte die feuersichere Lage zu den übrigen Hafenteilen eine Rolle, u. a. auch der Wunsch, die Tankdampfer vom übrigen Hafengebiet fernzuhalten.

Die Frage einer zweiten westlichen Hafenöffnung ist gleichfalls bei der Entwurfbearbeitung untersucht worden. Man hat indessen von ihrer Anlage abgesehen, da die etwaigen Vorteile aufgehoben werden durch die Nachteile, die dadurch entstehen, daß die feste Verbindung zwischen dem nördlichen und dem südlichen Teil des Petroleumhafengeländes durch diese Einfahrt durchbrochen worden wäre. Es wären für Eisenbahnen, Straßen, Zollgrenze usw. neue Brückenbauten erforderlich gewesen. Diese Brücken, die nur als Drehbrücken hätten konstruiert werden können, wären wiederum für den Schiffsverkehr außerordentlich hinderlich gewesen.

Erwähnt sei noch, daß die Verlegung des Petroleumhafens nach dieser Stelle der Elbe einen außerordentlich lebhaften Widerstand der Bewohner des gegenüberliegenden rechten hohen Elbufers hervorgerufen hatte. Die Bewohner dieser Gegend sahen in den neuen Hafenanlagen eine Bedrohung des Wertes ihrer Grundstücke, die größtenteils aus Villen mit großen Parks bestehen; ihrem Einspruch konnte nicht ohne große Mühe begegnet werden. Indessen durfte dadurch naturgemäß nicht das natürliche Wachstum der Hafenstadt aufgehalten werden. Schon heute er-

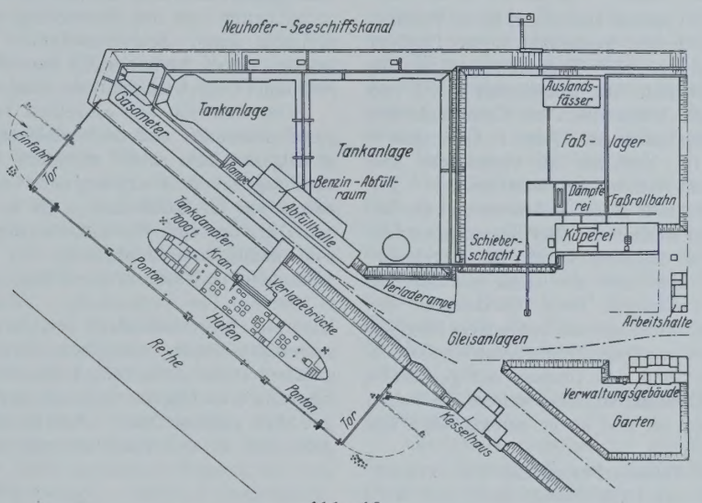


Abb. 18.

Eine klare Übereinstimmung der einzelnen maßgebenden Behörden in der Beurteilung der Frage, ob es notwendig sei, den Hafen auch aus Gründen der Feuersicherheit aus dem übrigen Hafengebiet herauszunehmen, wurde allerdings nicht erzielt. Während die eine Seite diese Notwendigkeit bejahte, wurde von anderer Seite der Standpunkt vertreten, daß die feuertechnischen Sicherheitsmaßnahmen des Hafens so ausreichend seien, daß ein Übergreifen auf andere Hafenteile oder von anderen Hafenteilen nicht zu befürchten sei. Indessen hat der Wunsch, noch eine weitere Sicherheit zu besitzen, mitgesprochen, um den Hafen an das äußerste westliche Ende zu legen.

Der Hafen ist ein Tidehafen und weist ungefähr 15 ha Wasserfläche, 75 ha Landfläche (nach den letzten Geländeaufhöhungen) und eine nutzbare Kailänge von 2125 m auf. Die Hafentiefe beträgt bei mittlerem Niedrigwasser 7 m, was für neue, große Tankseeschiffe bereits zu wenig ist.

Die Lage des Hafens ist derartig, daß ursprünglich der Hauptteil der Landlagerfläche zwischen der Stromelbe und dem parallel zu ihr liegenden Hafenbecken zur Verfügung stand, am Südufer des Hafens dagegen weniger. In neuerer Zeit indessen hat man durch Abdämmung und Aufspülung eines kleinen Flußarmes, des sogenannten Parkloches, auch auf dem Südufer des Hafens eine tiefgehende Fläche für Tankanlagen geschaffen, die im Süden durch das Köhlfleet begrenzt wird. Im Westen des Petroleumhafens schließt sich der kleine Jachthafen an, der die Landzunge zwischen Norderelbe und Köhlfleet ausfüllt. Auf diese Weise ist der Petroleumhafen fast von allen Seiten von größeren Wasserflächen umgeben, was von seiten der Hamburgischen Wasserbaudirektion als vorteilhaft angestrebt wurde.

Bezüglich des Abschlusses der Hafeneinfahrt gegenüber den anderen Hafenteilen stand man bei dem Bau des alten Petroleumhafens auf dem Standpunkte, daß dieser Abschluß aus feuertechnischen Gründen unbedingt notwendig sei. Indessen ist er niemals in Wirksamkeit getreten. Trotzdem hat man auch beim neuen Petroleumhafen auf den Abschluß, der aus drei eisernen Pontons besteht, nicht verzichtet. Die Praxis hat jedoch ergeben, daß er für die ein- und ausfahrenden Schiffe eine starke Behinderung bedeutet; da zudem die Feuerwehr die Ansicht vertritt, daß gegen Ölbrände hinreichende technische Sicherungen vorhanden sind, so hat man in den letzten Jahren von der Verwendung der Pontons Abstand genommen, hält sie jedoch neuerdings in greifbarer Nähe des Petroleumhafens bereit.

strecken sich die Hafenanlagen um noch ein beträchtliches Stück weiter stromab.

Eine kleinere private Hafenanlage (Abb. 18)[49]) für Erdölumschlag befindet sich am Köhlbrand bei der Einmündung der Rethe. Hier besitzt die Deutsche Erdöl-A.-G. eine größere Tankanlage mit einem kleinen Hafen. Der Hafen besteht aus einem Liegeplatz für einen Tankdampfer an einer T-förmig gestalteten Verladebrücke, die in die Rethe hineingebaut ist. Die notwendige Wasserfläche, die außer dem Tankschiff auch noch Platz für Tankschuten und Schleppfahrzeuge bietet, ist gegenüber der übrigen Wasserfläche der Rethe durch eine Kette von Pontons, die nach einem rechteckigen Grundriß verlegt sind, vollkommen abgeschlossen. Diese Pontons sind miteinander verkuppelt und werden durch eingerammte Holzpfähle geführt und gehalten. In den beiden Querabschlüssen ist je ein Ponton angeordnet, der um sein eines Ende schwenkbar ist, so daß durch die sich dann öffnende Lücke die Schiffe ein- und ausfahren können. Dückdalbengruppen schützen an verschiedenen Stellen, besonders an den Einfahrten, die Anlage.

2. Ausgestaltung.

Fast mehr noch als bei der Anordnung von Petroleumhäfen hat man bei ihrer Ausgestaltung für wirksame Sicherheitsmaßnahmen gegen Feuersgefahr Vorsorge zu treffen. Diese Sicherungen erstrecken sich auf folgende Gebiete:

a) Brandverhütung, sowohl an Bord der Tankschiffe wie an Land,
b) Verhinderung der Ausdehnung eines entstandenen Brandes,
c) Löscheinrichtungen.

a) Brandverhütung.

Zum Zwecke der Brandverhütung auf Tankschiffen haben die Verwaltungen einzelner Häfen besondere polizeiliche Vorschriften erlassen. Die Vorschriften des Hafens von Hamburg[50]) z. B. enthalten in großen Zügen hierüber die folgenden Bestimmungen:

Die Schiffe müssen vor der Hafeneinfahrt die Feuer unter ihren großen Kesseln vollständig gelöscht haben; dies gilt für Kohlen- wie für Ölfeuerung. Soweit das Schiff noch Dampf genug hat, um manövrier-

[49]) Privathand.

[50]) Vorschriften der Hamburger Hafenpolizei betr. Löschen von Tankdampfern.

fähig zu sein, kann es mit eigenem Dampf in den Petroleumhafen einlaufen, im anderen Falle muß es fremde Hilfe in Anspruch nehmen. Hierbei müssen die Schornsteine mit Funkenfängern versehen sein. Auch sämtliche anderen Feuer an Bord sind zu löschen.

Für Beleuchtungszwecke und zum Antriebe der Pumpen muß elektrische Energie verwandt werden; diese darf mit dem Hilfskessel der Dampfer erzeugt werden, sofern seine Beschickung nur mit reinem Koks geschieht. Die elektrischen Anlagen sind gegen Funkenbildung entsprechend zu sichern.

Zur Beleuchtung haben in erster Linie Glühlampen zu dienen, Bogenlampen sind nur unter bestimmten Bedingungen gestattet. Dagegen ist das Pumpen von Benzin, also einem Öl der Gefahrenklasse I, nur bei völligem Ausschluß künstlichen Lichtes und jeglichen Feuers an Bord zulässig. Das Kochen an Bord ist verboten. Für das Essen der Mannschaft ist am Lande eine Speisehalle vorgesehen. Feuergefährliche Gegenstände müssen vom Liegeplatze des Schiffes mindestens 50 m entfernt sein.

Polizeiliche Überwachung hat die Durchführung der Bestimmungen zu gewährleisten.

Die Bestimmungen anderer Häfen[51]) lauten ähnlich, z. B. in Bremen, Bremerhaven (Verordnung von 1893), ferner Rotterdam;[52]) in England sieht der Petroleum Act of Parliament von 1871 Bestimmungen vor für die Themse, den Mersey, für Hull, Bristol, den Manchester-Kanal und andere Häfen. Ferner gelten besondere Vorschriften für Constanza, San Sabba bei Triest, auf der Donau, im Suez-Kanal usw. Auch in Constanza[53]) haben die Schiffe den Dampfdruck im Vorhafen zu vermindern und werden dann lediglich mit elektrischen Winden vorwärtsbewegt. Die Besatzung wird gelandet. Für die Unterkunft dieser Mannschaft ist ein besonderes Gebäude mit Wohnräumen und Küchen für vier Besatzungen vorgesehen. Gleichfalls hat die Verwaltung des Suez-Kanals, die Allgemeine Suez-Kanal-Gesellschaft (Compagnie Universelle du Canal Maritime de Suez) besondere Verordnungen für Tankschiffe beim Durchfahren des Suez-Kanals erlassen.[54]) Diese Vorschriften sehen ein besonderes Flaggen- oder Lichtsignal für Ölschiffe vor und verlangen eine vom Kapitän zu unterzeichnende Erklärung über die Art und den Umfang der geladenen Ölmengen. Hiernach bestimmt die Gesellschaft das weitere Verhalten des Dampfers, u. a. ob er zu schleppen ist und ob er nur am Tage den Kanal passieren darf.

Die Sicherheitsmaßnahmen für die Feuerverhütung der Petroleumhafenanlagen selbst sind im Laufe der Jahre immer mehr und mehr ausgebaut worden und naturgemäß von der Bedeutung und der geographischen Lage des jeweiligen Hafens abhängig. Bei der nachfolgenden Besprechung sind in erster Linie die Verhältnisse des Hamburger Petroleumhafens[55]) zugrunde gelegt.

Man hat in Hamburg ursprünglich eine Trennung der Tankplätze in dem Sinne vorgenommen, daß man die der Klasse I und II von den Plätzen der Klasse III durch eine Straße getrennt hat. Dies gilt heute noch für den nördlich vom Hafenbecken gelegenen Teil, dagegen nicht für den südlichen Teil.

Ganz allgemein soll das Gebiet des Petroleumhafens möglichst von einer 60 m breiten Schutzzone umgeben sein, innerhalb deren weder Gebäude errichtet werden, noch brennbare Gegenstände sich befinden dürfen; der Boden muß grasfrei bleiben. Öffentliche Straßenbahnkörper und Wasserstraßen können in diese Schutzzone eingerechnet werden.

Was die Behälter selbst, die sogenannten Tanks, betrifft, so gelten für Tanks der Klasse I folgende Bestimmungen:

Die senkrechten Seitenwände müssen auf Grund einer statischen Untersuchung mit einer genügenden Sicherheit ausgebildet und ihre Bleche durch mindestens zwei Nietreihen gegen Aufreißen gesichert sein. Die Tankdecke ist gewölbt und von verhältnismäßig leichter Konstruktion, damit nur diese bei einem etwaigen zu starken Über- oder Unterdruck sich löst und nicht die Wände aufreißen oder undicht werden.

Die Tanks sind vor Benutzung durch Wasserfüllung auf ihre Dichtigkeit zu prüfen.

Jeder Tank muß eine Berieselung haben, die den Zweck hat, bei großer Hitze das Öl und die Öldämpfe abzukühlen. In Hamburg geschieht die Berieselung durch einen in der Mitte des Tankdeckels angeordneten Berieselungstopf, dessen Zuleitungen von einer gemeinsamen Hauptleitung abzweigen. Der Tankrand ist mit einem Staublech zu versehen, damit das Wasser Zeit hat, die Wärme des Tanks vor dem Abfluß in sich aufzunehmen.

Je stärker die Wärmeentwicklung ist, desto mehr Verdunstungsgase entwickeln sich. Man hat ein Interesse daran, dieses möglichst zu verhindern, einmal aus Sicherheitsgründen (Explosionsgefahr), dann aber aus wirtschaftlichen Gründen, um Verluste zu vermeiden. In heißen Ländern spielt daher die Abkühlung der Tanks eine besondere Rolle. Man hat hierfür verschiedene Konstruktionen[56]) ausgearbeitet. Abgesehen von den schon beschriebenen Berieselungsanlagen baut man Tanks mit einer völlig ebenen Decke, die am Rande ein senkrechtes Blech trägt und dadurch in der Lage ist, eine bestimmte Kühlwassermenge aufzunehmen. Diese Deckenkonstruktion ist wesentlich schwerer und daher teurer als die oben beschriebenen. Das Kühlwasser muß ständig erneuert werden. Auch liegen die Decken infolge Schrägstellung der Tanks nicht immer wagerecht, wodurch die Wirkung abgeschwächt oder aufgehoben wird.

Eine weitere Anordnung sieht die Umbauung des eigentlichen eisernen Tanks mit einer großen Haube aus Eisen oder Eisenbeton (Baku) vor, deren Innenfläche an allen Stellen einen gewissen Abstand von dem Tank besitzt. Der untere Rand der Haube ist 0,5 bis 1 m vom Erdboden entfernt, so daß stets Luft von unten um den Tank spülen kann. Der Mantel trägt zuweilen auf seinem Deckel konzentrisch angeordnete Ringe, hinter denen sich das Berieselungswasser wie kleine konzentrische Teiche sammeln kann. Selbstverständlich ist eine derartige Anordnung kostspielig, wobei zu überlegen ist, ob die aufgewandten Kosten dem erreichten Erfolg wirtschaftlich entsprechen.

Um den für die einzelnen Tanks gefährlichen Überdruck von Ölgasen abzuleiten und doch gleichzeitig einen möglichst geringen Verlust an Ölgasen, also an Öl zu haben, besitzen größere Tankplätze neuerdings eine sogenannte Gasometeranlage; verlangt wird diese Gasometeranlage nur für Benzintanks. Sie ist folgendermaßen eingerichtet:

Die über dem Flüssigkeitsspiegel befindlichen Hohlräume der Tanks sind durch eine Rohrleitung von mindestens 4" Durchm. miteinander verbunden und stehen durch diese mit einem Sammelrohr von mindestens 6" Durchm. in Verbindung. Dieses Rohr führt mit schwachem Gefälle zu einem außerhalb der Umwallung aufgestellten Gasometer, der seinerseits wieder eine besondere Umwallung oder Ummauerung von gleicher Höhe aufweist. Tritt in einem oder mehreren Lagertanks ein Überdruck an Ölgasen auf, so werden diese in den Gasometer geleitet und dort aufgespeichert. Sobald durch Abkühlung der Überdruck zurückgeht und in den Tanks entsprechender Unterdruck eintritt, strömt aus

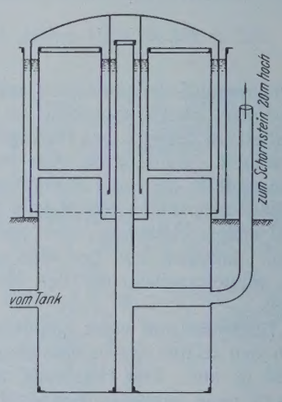


Abb. 19.

dem Gasometer das Gas wieder in die Tanks zurück. Der Gasometer (Abb. 19)[57]) muß gegen Unterdruck und Überdruck auf 25 mm Wassersäule eingestellt sein. Für den Fall, daß bei sehr großem Überdruck der Gasometerraum nicht mehr ausreicht, können die Gase ihn durch ein Entlüftungsrohr von etwa 15 m Höhe verlassen. Das Entlüftungsrohr ist an seiner Spitze nach unten umgebogen und an seiner Öffnung durch ein Drahtnetz geschützt. Etwaiges im Gasometer kondensiertes Gas kann durch eine besondere Pumpe entfernt werden. Im übrigen sind die Gasleitungen mit zweckmäßig angeordneten Absperrschiebern versehen.

Auf den Benzinwerken in Rotterdam[58]) hat man noch eine weitere Sicherungsmaßnahme getroffen, um die sich etwa bildenden gefährlichen Benzindämpfe zu zerstreuen. Die Benzintanks sind auf massive Unterbauten gesetzt, die so hoch sind, daß der Tankboden noch ungefähr 1 m höher als die Schutzwallkrone gelegen ist. Zwischen Tank und Unterbau befindet sich eine starke wagerechte Eisenplatte, die, von ungefähr 2 m größerem Durchmesser als der Tankboden, gleichzeitig einen Laufsteg bildet (Abb. 20).[59]) Man beabsichtigt mit dieser Bauweise, daß etwaige entweichende Benzindämpfe von einem selbst nur leisen Luftzug fortgeführt

---

[51]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.

[52]) Vorschrift für den Petroleumhafen Rotterdam.

[53]) Deutsche Bztg. 1911, S. 215ff.

[54]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.

[55]) Akten der Hamburgischen Wasserbaudirektion. — Brandakten der Hamburger Feuerwehr. — Vorschriften für die Ölläger am Petroleumhafen, Hamburg 1911. — Schulze, Seehafenbau, Bd. II, 1913. — Vorschriften für den Petroleumhafen Rotterdam.

[56]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.

[57]), [58]) u. [59]) Akten der Hamburgischen Wasserbaudirektion.

werden, statt sich auf dem Tanklagerplatz festzusetzen. Diese Anlage ist natürlich verhältnismäßig recht teuer. Sie kann in Frage kommen für Gegenden, die überwiegend warmes und windstilles Wetter besitzen. In europäischen Häfen hat man im allgemeinen diese Anordnung nicht gewählt, da auch im Sommer genügend Wind weht und an windstillen Tagen, wenn Gewitterneigung besteht, vor dem Auftreten der Blitze Böen einsetzen, die das Gasgemisch zerstreuen.

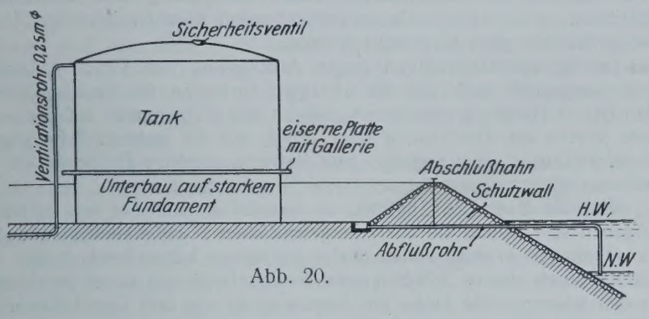


Abb. 20.

Jeder Tank erhält als weitere Sicherheit Über- und Unterdruckventile, die auf 100 mm Überdruck und auf 50 mm Unterdruck eingestellt sind.

Für sämtliche Tanks des Hamburger Hafens ist eine Blitzableiteranlage vorgeschrieben. Während bei kleineren Tanks, etwa bis zu 6 m Durchm., eine Auffangstange von 3 m Höhe genügt, sind bei größeren Tanks noch vier weitere Stangen von je etwa 2 m Höhe am Rande des Tankdeckels anzubringen. Die Stangen sind durch Schweißung oder Nietung mit den Tankwänden sicher zu verbinden. Die Ableitung der auftretenden Elektrizität in die Erde geschieht durch die Tankwände selbst.

Die Benutzung von Berieselungsleitungen als Erdleitungen ist nicht angängig, da ihre Leitungsfähigkeit unzuverlässig ist; dasselbe gilt von Rohrleitungen, die nicht ständig mit Wasser gefüllt sind und isolierende Flanschpackungen aufweisen. In Frage kommen daher in erster Linie die stets mit Wasser gefüllten Wasserleitungsrohre; sind solche nicht in erreichbarer Nähe, so müssen Erdplatten verwendet werden, die sicher ins Grundwasser reichen. Als Erdleitung dient verzinkter Kupferdraht von 8 mm Durchm., möglichst unterirdisch verlegt. Mehrere benachbarte Tanks können eine gemeinschaftliche Erdleitung besitzen, unter Einschaltung von lösbaren Kupplungen für jeden Tank.

Indessen ist die Frage, ob die Anlage von Blitzableitern zweckmäßig ist, umstritten. Es sind besondere Untersuchungen angestellt hinsichtlich der Einwirkung von Witterungselektrizität (Gewitter) auf gefüllte Tanks.[60]) Man versuchte festzustellen, wie groß die Blitzgefahr für Benzintanks ist, kam hierbei aber zu sehr verschiedenen Ergebnissen. Nach Versuchen der Prof. Dr. Voller, Hamburg, und Dr. Richter, Karlsruhe, im Anschluß an den Rummelsburger Tankbrand 1910 soll Benzin über genügende Leitfähigkeit verfügen, um in normal gebaute Tanks, die gut geerdet sein müssen, sofort und ausreichend etwa zufließende Elektrizität abzuführen, so daß aus diesem Grunde ein Brand nicht entstehen kann. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß nach mehrfach anderseits gemachten Erfahrungen beim Durchströmen von Benzin durch metallische Rohrleitungen Reibungselektrizität im Benzin auftreten kann, wobei in Einzelfällen Spannungen bis zu 9000 V festgestellt wurden. Im Gegensatz zu Voller und Richter steht das Gutachten von Prof. Dolezalek, Charlottenburg, der gleichfalls im Anschluß an den Rummelsburger Brand Versuche anstellte. Er kam zu dem Schluß, daß sehr wohl eine Explosionsgefahr möglich ist, eben gerade weil die Elektrizität des Behälters abfließt, während sie Benzin, ein schlechter Leiter, in sich behält. Aus diesem Grunde wird die Anordnung von Blitzableitern verworfen. Daß es trotzdem nicht so häufig zu Explosionen kommt, führt er u. a. auf die Witterung zurück. In heißen Sommermonaten vermische sich zu viel, in Wintermonaten zu wenig Benzindampf mit der über dem Benzin befindlichen Luft, um ein explosionsgefährliches Gemisch zu bilden. Gefährlich seien dagegen die Übergangsjahreszeiten.

Es ist nicht recht einzusehen, weshalb die Elektrizität, soweit sie als sogenannte Luftelektrizität von außen in die Tanks kommt, nicht den ihr bequemeren Weg durch die Tankwandung in die Erde vorzieht, statt sich in dem schlechten Leiter festzusetzen. Ebenso schwer wie die Elektrizität nach Dolezalek aus dem Benzin abfließen soll, müßte sie doch auch in das Benzin einfließen.

Jedenfalls scheint auch die Praxis mehr der Auffassung von Voller und Richter zuzuneigen und Blitzableiteranlagen für wünschenswert zu halten. Im übrigen bietet die oben besprochene Gasometeranlage eine weitere Sicherheit gegen die von Dolezalek gefürchteten Gasgemische.

[60]) Akten der Hamburgischen Wasserbaudirektion.

Für Tanks der Gefahrenklasse II ist die Anlage eines Gasometers und der Über- und Unterdruckventile nicht erforderlich, dagegen sind Entlüftungsöffnungen an der Decke der Tanks mit einem Schutz durch ein dreifaches engmaschiges Drahtnetz vorzusehen.

Bei den Tanks der Gefahrenklasse III fällt weiterhin die Berieselung fort sowie die doppelreihige Nietung der Tankbleche, es sei denn, daß sie statisch notwendig sind. Werden zur Erwärmung des Öles Heizschlangen in die Tanks eingebaut, so sind Vorkehrungen zu treffen, daß die Erwärmung des Öles nicht über 70° ansteigt.

Eine weitere Sicherung gegen die Entzündung von Ölgasen liegt in den Bestimmungen über die Entfernung der Betriebsgebäude von den Tanks. Da in den Betriebsgebäuden Motoren mit Funkenbildung, in den Wohnhäusern auch offene Feuer anzutreffen sind, so müssen diese Baulichkeiten von den Tanklagerplätzen genügend weit entfernt sein; sie schwanken je nach den Ölklassen und den entsprechenden Baulichkeiten von 5 bis 40 m. Diese gleichen Schutzzonen gelten auch für die Lagerungsart in Fässern sowie für Abfüllschuppen. Die Gebäude selbst sind feuersicher herzustellen und dürfen nach der Umwallung hin keinerlei Öffnungen aufweisen. In Constanza z. B. sind derartige Gebäude aus Eisenbeton errichtet.[61]) Im übrigen müssen Abfüll- und Lagerschuppen feuersichere, selbstschließende Türen, Fenster aus Drahtglas, die nicht mit Kitt eingesetzt werden dürfen, einen tiefer gelegenen Fußboden ohne Abfluß mit 30 cm hoher Ummauerung, Bodenlüftung und Blitzableiter haben. Ähnliche Bestimmungen gelten für sämtliche anderen Gebäude wie Pumpenhäuser, Motorhäuser, Küpereien, Wiegehäuser und Wohnhäuser. Motorräume dürfen außerdem keine unmittelbare Verbindung mit den Lager- oder Pumpenhäusern besitzen.

Als selbstverständliche weitere Sicherheitsmaßnahme gilt, daß innerhalb der gesamten Anlage, unter Einschluß der Schutzzone, als künstliche Beleuchtung nur elektrisches Licht oder die Davysche Sicherheitslampe verwendet werden darf, wobei Bogenlicht nur im Freien unter dicht abgeschlossenen Glocken zulässig ist. In Räumen mit Flüssigkeiten der Klasse I und II darf das elektrische Glühlicht lediglich unter dichten, auch die Fassung umschließenden Überglocken benutzt werden. Schalter, Ansteckdosen usw. müssen außerhalb dieser Räume angebracht sein.

Besondere polizeiliche Bestimmungen sorgen für die Überwachung dieser Anlagen.

Gleichfalls verboten ist das Rauchen und das Anzünden offenen Feuers, Einbringen von Zündstoffen usw. Eine Ausnahme machen die Gebäude, in denen Heizstellen offiziell zugelassen sind (Wohnhäuser). Sind Arbeiten erforderlich, bei denen Feuer gebraucht wird, z. B. bei Niet- und Lötarbeiten an Tanks, ferner bei Aufstellen provisorischer Dampfkessel, von Lokomobilen, Benzollokomotiven, desgleichen bei Benutzung von Baubudenöfen usw., so dürfen sie erst nach besonderer polizeilicher Erlaubnis und unter Beachtung besonderer Sicherheitsvorschriften ausgeführt werden.

Sofern es nicht möglich ist, feuerlose Eisenbahnlokomotiven oder Spills zu verwenden, müssen die das Gebiet des Petroleumhafens befahrenden Maschinen besonders gesichert sein. In diesem Fall sind Funkenfänger, eine Ummantelung des Aschkastens mit einem Wasserkasten und möglichst keine Benutzung des Auspuffs vorzuschreiben. Auf den eigentlichen Tankplätzen sollten diese Maschinen überhaupt nicht fahren.[62])

b) Verhütung der Ausdehnung eines entstandenen Brandes.

Ist trotz der vorstehend geschilderten Sicherheitsmaßnahmen doch ein Brand entstanden, so sorgen weitere Bestimmungen[63]) für die Verhütung seiner Ausbreitung. Diese Bestimmungen regeln in erster Linie die Tankaufstellung an sich und untereinander. Die Tankplätze müssen entweder tiefer als das umliegende Gelände angelegt oder mit einem etwa 2 m hohen Erdwall von mindestens 1 m Kronenbreite umgeben sein. Der umwallte Raum muß, je nachdem ein oder mehrere Tanks Aufstellung finden sollen, zwischen 80 bis 50 % des Fassungsvermögens der Tanks aufnehmen können. Er kann bei Aufstellung mehrerer Tanks innerhalb seiner Fläche deshalb im Verhältnis kleiner sein, weil nicht anzunehmen ist, daß alle Tanks auf einmal auslaufen. Im einzelnen jedoch müssen für je 12 000 t Flüssigkeiten der Klasse I oder je 24 000 t Flüssigkeiten der Klasse II besondere Umwallungen hergestellt werden. Diese Umwallungen beschränken also für den Fall, daß das brennende Öl ausläuft, den Brandherd auf die umwallte Fläche. An Stelle der umwallten Fläche kann u. U. auch eine senkrecht ausgemauerte, kellerartige Vertiefung gewählt werden (Hamburg, Bayonne). Es ist ferner dafür Sorge zu tragen, daß im Brandfalle das Lösch- und Berieselungswasser aus der Tankumwallung abfließen kann, damit nicht das Wasser und das auf ihm schwimmende brennende Öl die Umwallung durchbricht oder überflutet. Daher besitzt jeder Tankplatz eine feuerfeste Abflußleitung, die außerhalb

[61]) Deutsche Bztg. 1911, S. 215 ff.

[62]) Hamburger Feuerwehr.

[63]) s. Fußnote 50 auf S. 593.

der Umwallung einen Absperrschieber trägt und unmittelbar in den Hafen mündet (Abb. 20). Das untere Ende der Abflußleitung soll hierbei unter NW liegen; derartige Anlagen sind z. B. in Hamburg und Rotterdam vorgeschrieben.

Für den Fall, daß Rohrleitungen durch die Umwallung gelegt werden, müssen diese durch eine Betonmauer von gleicher Höhe der Umwallung an der betreffenden Stelle umgeben sein. Mauer und Erdwall haben miteinander in inniger, sicherer Verbindung zu stehen. Die Rohrleitungen müssen außerhalb der Mauer einen Absperrschieber haben.

Über den Tankplatz dürfen nur die hierzu gehörigen Rohrleitungen geführt werden, nicht die von anderen Plätzen.

Benachbarte Tankplätze dürfen nur an einer Seite einen gemeinsamen Wall haben. Auf den übrigen drei Seiten muß zwischen zwei Wällen, von deren Fußpunkt aus gerechnet, ein 5 m breiter Streifen für den Verkehr und zur Aufnahme der Leitungen freibleiben. Die unter a) bereits aufgeführten Schutzzonen erfüllen naturgemäß auch bei einem ausgebrochenen Brand ihren Zweck.

Die Einfriedigung jeder Anlage muß auf der Landseite mindestens 2 m hoch aus unverbrennlichem Baustoff hergestellt werden.

Selbstverständlich ist, daß innerhalb der Umwallung keine anderen Baulichkeiten errichtet werden und keine anderen Gegenstände als die betreffenden Ölsorten eingelagert werden dürfen, vor allem nicht leere Fässer. Die Benzingasleitungen der Gasometeranlagen müssen in der Nähe eines jeden Tanks einen sicher wirkenden Feuerabschlußkasten mit Kiesfüllung oder eine gleichwertige Sicherung haben, damit eine Feuerübertragung unmöglich ist.

Auch die Tankabstände untereinander sind von Wichtigkeit; sofern sie innerhalb derselben Umwallung stehen, dürfen die Tanks bis auf 2 m Abstand aufgestellt werden, andernfalls ist ein Abstand von mindestens 10 m zu wahren. Unter Umständen ist diese Entfernung von 10 m gegen ein Überspringen des Feuers bei gleichzeitigem starken Winde noch zu gering, wenn nicht energische Schutzmaßnahmen den bedrohten Tanks zuteil werden.

Ein Tankbrand geht so vor sich, daß lediglich die Oberfläche des Öles ohne Überkochen brennt und der Tankrand mit dem sinkenden Flüssigkeitsspiegel zusammenschmilzt oder durch die Hitzewirkung umgebogen wird. Die Gefahr für die benachbarten Tanks durch strahlende Hitze und Flammen wird infolgedessen immer größer, je mehr der brennende Tank in sich zusammensinkt. Man könnte in diesem Zusammenhange an die Konstruktion von Tanks aus Eisenbeton denken. In feuertechnischer Hinsicht würden sie gegenüber den übrigen Tanks aus Flußeisen einen großen Vorteil bieten. Da bei einem etwaigen Brande die Seitenwände stehenbleiben, so würde sich im Gegensatz zu den eisernen Tanks die Gefahr für die Nachbartanks infolge des sinkenden brennenden Ölspiegels ständig verringern. Indessen stehen der Ausführung erhebliche Nachteile entgegen; sie können nicht wie eiserne Tanks abgebrochen und an anderer Stelle wieder neu aufgebaut werden. Vor allem aber, und das ist das Ausschlaggebende, ist es bisher noch nicht gelungen, Beton so öldicht zu machen, wie es erforderlich ist. Alle Schutzbeläge, Anstriche, Beimischungen des Betons haben sich bislang noch auf die Dauer wirkungslos gegen die hier besonders in Frage kommenden Öle (Benzin, Petroleum usw.) gezeigt. Wohl könnte man einen sehr dichten Beton, z. B. durch Spritzverfahren wählen, desgleichen einen metallischen Überzug, etwa aus Stahlbeton oder aus reinem Metall, das gleichfalls mittels Spritzverfahrens aufgebracht wird (Metallisatorverfahren). Man würde damit zweifellos eine Verringerung der normalen Eisenbetonwandstärke erreichen können; indessen sind diese Verfahren recht kostspielig und unseres Wissens auch noch nirgends in großem Maße für Öllagerung praktisch ausgeprobt. Ausgeschlossen erscheint es jedoch nicht, daß unter Anwendung von Beton noch brauchbare, zugleich wirtschaftliche Lösungen gefunden werden, wodurch hauptsächlich die Feuersicherheit weiter erhöht würde. Angeblich sollen in den Vereinigten Staaten Öltanks aus Eisenbeton von 33,5 m Durchm. mit Erfolg gebaut sein, doch fehlen nähere Angaben.

Eine ähnliche Wahl des Feuerschutzes zeigen Tanks in Baku.[64]) Hier sind die eisernen Tanks mit einer Haube aus Eisenbeton umgeben, deren Innenfläche allseitig einen geringen Abstand vom Tank besitzt. Auf der Decke des Tanks sind konzentrische Stege angeordnet, die etwaiges Berieselungs wasser anstauen können. Die Anlage ist natürlich recht teuer, da außer dem Tank noch diese Eisenbetonkonstruktion zu bauen ist. Doch ist der Feuerschutz gut. Vielleicht läßt sich eine Ummantelung aus einem anderen feuersicheren Baustoff, die bei einem Brande stehen bleibt, billiger herstellen.

Eine weitere Sicherheitsmaßnahme stellt die Vorrichtung dar, bei einem brennenden Tank das Öl unten abzupumpen und in einen anderen Tank überzuleiten. Der brennende Flüssigkeitsspiegel wird sich dann schnell senken und der Brand entsprechend eher beendet sein. Dieses Verfahren hat sich bei den Anlagen der Standard Oil Comp. in Amerika gut bewährt und wird auch in Deutschland verwendet.

Gleichfalls könnte man zur Erhöhung der Feuersicherheit an Stelle der üblichen Wälle von Zeit zu Zeit, etwa an den Grenzen der Tankplätze, hohe feuersichere Wände, z. B. aus Eisenbeton, errichten, die unter allen Umständen bei starken Winden die Flammen- und Hitzewirkung brennender benachbarter Tanks von anderen Tankplätzen fernhalten. Es wäre dadurch bei Raummangel eine Verringerung der Schutzzonen erreichbar. Für etwaige Grenzverschiebungen könnten derartige Zäune tafelweise beweglich hergestellt werden.

Die Schutzbestimmungen gegen Ausbreitung von Feuer erstrecken sich naturgemäß auch auf die übrigen Anlagen der Tanklagerplätze. Man hat in Hamburg vorgesehen, daß an den Platzgrenzen auf der einen Seite jeweils die Abfüllhallen oder Tanks, auf der anderen Seite jeweils die Wohnhäuser oder sonstige zum Betriebe gehörige Baulichkeiten zusammenstoßen.

Was die Faßlager betrifft, so müssen auch diese von Erdwällen umgeben sein, sofern sie mit feuergefährlichen Flüssigkeiten gefüllt sind. Die Öffnungen in den Wällen dürfen höchstens 1,2 m Breite haben und müssen durch eiserne Schotten bezw. Sand schnell und sicher geschlossen werden können. Die Höhe der Stapelung ist auf drei Lagen Fässer beschränkt. Liverpool besitzt Faßlager, die in den Felsen eingesprengt sind. Jede Abteilung mit 15,25 m Länge, 6,10 m Breite und 5,80 m Höhe kann 1000 Fässer aufnehmen.[65])

Die obengenannten Bestimmungen werden auch auf Lagerung fester Stoffe in Fässern angewandt, sofern diese unter Einwirkung eines Feuers gefährliche Formen annehmen können. Um die leeren Ölfässer muß eine Schutzzone von 25 m bestehen bleiben, die Stapelung darf nur auf zehn Lagen übereinander erfolgen.

Es ist selbstverständlich, daß außer diesen geschilderten Einrichtungen die bereits früher erwähnte Berieselungsanlage sofort bei allen Tanks, die in der Nähe eines brennenden Tanks sich befinden, in Betrieb gesetzt wird.

c) Löscheinrichtungen.

Das Öffnen der Berieselungsanlage zum Schutz der bei einem Brande bedrohten Tanks wird die erste Aufgabe der Feuerwehr sein. Zweckmäßig erhalten die Petroleumhäfen eigene Feuerwachen nebst vollkommen gesondertem Meldesystem und eigenen Löschgeräten, so daß diese Feuerwehr jederzeit in der Lage ist, bei einem Brande oder bei einer Brandgefahr ohne weiteres einzugreifen; dies ist um so wichtiger, als es sich häufig gerade bei Petroleumhäfen um abgelegene Gegenden handelt, die zu erreichen für die eigentliche Hafenfeuerwehr oder Stadtfeuerwehr zu langwierig wäre.

Jede Lageranlage muß daher einen Feuermelder besitzen, an den unter Umständen mehrere derselben Lageranlage angeschlossen werden. Ferner ist für jede Lageranlage eine genügende Anzahl Oberflurhydranten in der Nähe eines befahrbaren Schlackenweges anzuordnen. Es ist darauf zu achten, daß diese Hydranten Anschlüsse besitzen, die den betreffenden hafenüblichen Schlauchanschlüssen entsprechen. Gleichfalls sind Schläuche und Strahlrohre in der erforderlichen Anzahl und Länge in der Nähe der Hydranten, entweder auf Schlauchwellen aufgerollt oder in Kasten untergebracht, dauernd in ordnungsmäßigem Zustande für den Gebrauch bereitzuhalten; auch Handfeuerlöscher müssen in ausreichender Anzahl über die Lageranlage verteilt sein. Das Personal muß mit der Handhabung der Löschgeräte vertraut sein.

Soweit zur Bekämpfung eines Ölbrandes Wasser als Löschmittel in Frage kommt, geschieht dies hauptsächlich in mittelbarer Weise.

Man kann einen Ölbrand durch Wasser äußerst schwer löschen. Es gelingt zuweilen bei Verwendung besonderer Strahlrohre mit breitem Mundstück, das Wasser über dem brennenden Öl so fein zu verteilen, daß der entstehende Dampf das weitere Hinzutreten von Luft verhindert und so das Feuer erstickt. Doch macht dieses Verfahren bei heftigem Winde und großer Brandfläche Schwierigkeit.[66]) Sicher dagegen verwendet man Wasser zur Abkühlung benachbarter Tanks, um diese gegen zu große Hitze zu schützen, desgleichen dient es zum unmittelbaren Löschen von sonstigen in Brand geratenen Bauwerkteilen.

Zur Löschung brennenden Öles hat man häufig auch zu chemischen Löschmitteln gegriffen. Man nahm zunächst seine Zuflucht zu nicht brennbaren Gasen, womit man das Feuer zu ersticken versuchte. Indessen eignet sich dieses Verfahren naturgemäß nur dort, wo die äußere Luft nicht hinzutreten kann; es ist daher für im Freien stehende Behälter wie Tanks nicht geeignet. Alsdann ging man dazu über, schaumerzeugende Chemikalien zu verwenden. Es wurde durch Zusammenfügen verschiedener Chemikalien Kohlensäure gebildet und zugleich ein dichter zäher Schaum erzeugt, der die Kohlensäurebläschen festhalten sollte. Diesen Schaum läßt man auf die brennende Flüssigkeit fließen oder spritzen, wobei er die Luftzufuhr abschneidet und das Feuer erstickt. Dieses Ver-

[64]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.

[65]) Schulze, Seehafenbau, Bd. II, 1913.

[66]) Hamburger Feuerwehr.

fahren, das sogenannte Schaumlöschverfahren, ist in letzter Zeit besonders durch die Perkeo A.-G. für Schaumlöschverfahren in Heidelberg (nunmehr mit der Minimax-Gesellschaft, Berlin, verbunden) ausgebildet worden. Der Schaum kann auf trockenem wie auf nassem Wege erzeugt werden. Hierbei nimmt der Rauminhalt des Schaumes ein Vielfaches, u. U. das Hundertfache des Inhalts der Erzeugungsmasse an.

Nach diesem Verfahren sind bewegliche Löschapparate von verschiedenen Größen wie auch feststehende Anlagen konstruiert worden.

Das Verfahren beruht ohne Zweifel auf einer richtigen grundsätzlichen Lösung und kann bereits auf manche Erfolge hinweisen. Schwierig bleibt noch die praktische Lösung, wie man beim Brande eines großen Tanks genügend schnell und in genügendem Umfange Schaummassen auf die brennenden Ölflächen bringt. Entwürfe hierzu liegen vor, doch fehlt noch die Erfahrung.

Solange eine wirksame unmittelbare Bekämpfung von Tankbränden noch nicht erreicht werden kann, wird sich die Haupttätigkeit der Feuerwehr immer mehr auf die Verhütung der Ölbrände oder ihrer Ausbreitung beschränken müssen.

Einen Anhalt über die Wichtigkeit dieser Aufgabe geben die Feuerversicherungsprämien. Sie belaufen sich z. B. für den Hamburger Petroleumhafen, der gute Sicherheitseinrichtungen besitzt, immerhin noch auf 6 bis 13 ‰ jährlich für gefüllte Benzin- und Petroleumtanks, 3 bis 7 ‰ für Abfüllschuppen usw., je nach der Nachbarschaft feuergefährlicher anderer Tanks oder Gebäude.

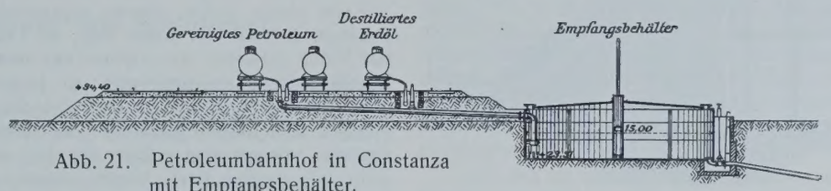


Abb. 21. Petroleumbahnhof in Constanza mit Empfangsbehälter.

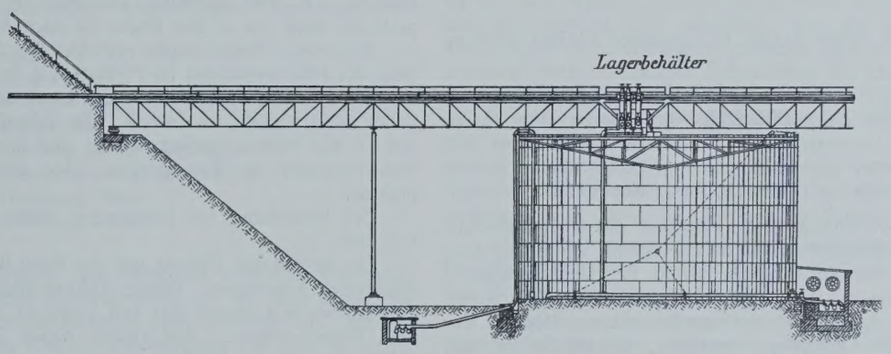


Abb. 22. Petroleumlagerbehälter in Constanza.

d) Sonstige Einrichtungen der Petroleumhäfen.

Es sind noch weitere Einrichtungen und Einzelheiten im Petroleumhafen zu besprechen, die nicht den eigentlichen Zweck der Feuersicherheit verfolgen.[67])

Was die Tankkonstruktion betrifft, so wäre zu dem früher Gesagten hinzuzufügen, daß bei Verwendung von Eisen als Baustoff Bleche aus Siemens-Martin-Flußeisen von 37 bis 40 kg/mm² Festigkeit und etwa 20 % Dehnung gewählt werden. Die Tankdurchmesser bewegen sich zwischen 9 bis 24 m, die Höhen zwischen 6 und 15 m, im allgemeinen macht man die Tanks jedoch nicht höher als 12 m.

Soweit es der Baugrund zuläßt, werden die Tanks einfach flach auf eine Sandbettung gesetzt, die als Rostschutz des Tankbodens noch mit einer Asphaltschicht bedeckt wird. Wo die Untergrundverhältnisse diese Gründung nicht zulassen, können die Tanks entweder auf noch breitere, eisenbewehrte Platten gesetzt werden, oder es muß eine Tiefgründung Platz greifen.

Der Außenanstrich der Tanks ist in europäischen Ländern irgendwie farbig, meistens grau; in wärmeren Ländern zieht man weiß vor. Auch die Lager- und Abfüllschuppen erhalten häufig einen weißen Anstrich. Die Verdunstungsverluste können sich trotzdem, auch bei guter Lagerung in Fässern, noch auf 0,1 bis 0,17 % belaufen.

Jeder Tank hat entweder je eine Füll- und eine Abfüllleitung, oder beide sind zu einer gemeinsamen Leitung vereinigt. In diesem Falle wird im Innern des Tanks ein hochziehbares Schwenkrohr angeordnet, dessen Ausfluß der Lage des Flüssigkeitspiegels angepaßt werden kann. Es bietet dies den Vorteil, daß die Pumpen im Verlaufe der Füllung nicht einen stets anwachsenden Überdruck zu überwinden haben; es werden also Betriebskosten gespart. Gleichfalls bietet das Rohr in hochgezogenem Zustande eine Sicherung gegen Ausfluß des Öles infolge Ventilbruchs. Besonders gute Durchbildung erfordern alle Öffnungen, die sich in der Tankwandung befinden, insonderheit Mannlöcher, um nicht hier Undichtigkeiten gegen Flüssigkeit und Gas vorkommen zu lassen. Beobachtungsgläser zeigen den jeweiligen Ölstand an.

Die Pumpenanlage zum Füllen und Entleeren eines Tanks ist bei neueren Tankplätzen gleich vorgesehen, doch wird das Pumpen von den Seeschiffen in die Tanks größtenteils noch durch das Schiff selbst besorgt. Die neuzeitlichen Pumpanlagen sowohl an Bord wie auf dem Lande sehen Stundenleistungen von 350 bis 500 m³ vor; größere Tankschiffe besitzen im allgemeinen zwei Pumpen.

Hinsichtlich der Eisenbahnanlagen kann man für Petroleumhäfen besonders gültige Grundsätze kaum aufstellen, da die Gleisanlage sich nach den örtlichen Verhältnissen und Bedürfnissen jeweils richten muß. Selbstverständlich wird man die Gleisanlage möglichst einfach gestalten, indem man tunlichst Straßen- und Wasserlaufkreuzungen, ebenso Weichen, Drehscheiben usw. vermeidet. Über die Verwendung von Lokomotiven s. S. 595. Für den Versand des Öls mit der Eisenbahn dienen sogenannte Kesselwagen.[68])

In Deutschland haben diese Wagen rd. 19 m³ Inhalt oder 50 m³ der Großgüterwagenklasse. In Rußland laufen Wagen, deren Kessel in leerem Zustande zwischen die Achsen abgesenkt werden können und einer Plattform Platz machen. Bei ihrem Rücklauf können die Wagen dann für andere Güter nutzbar gemacht werden, was bei weiten Entfernungen wirtschaftlich ist.

Die Kesselwagen werden auf den einzelnen Lagerplätzen an einem bestimmten Punkte mit den Rohrleitungen verbunden und aufgefüllt.

In besonders geschickter Weise hat Constanza[69]) den Übergang des Erdöls vom Kesselwagen zum Lager und umgekehrt gelöst. Constanza (Abb. 6) ist bekanntlich Erdölausfuhrhafen. Das Öl kommt mit der Eisenbahn an und wird alsdann eingelagert, danach auf Tankschiffe verladen. Auch läßt es sich unmittelbar auf die Schiffe leiten.

Die Anlage nimmt die Schwerkraft zu Hilfe. Die Empfangstation für die Ölzüge liegt an der Küste in 33,5 m Höhe über Meeresspiegel und weist 6 Zufuhrgleise von je 350 m Länge auf, die alle mit den nach der Stadt Constanza führenden Linien verbunden sind. Zwischen diesen 6 Gleisen liegen 4 Abzugleitungen, die für verschiedene Öle bestimmt sind, und zwar eine für Benzin, zwei für Petroleum und eine für Rückstände. Diese Abzugleitungen besitzen in je 3 m Abstand Verbindungsstutzen, an die sich biegsame Rohre anschließen, die die Verbindungen mit den Tankwagen herstellen; jede Leitung leert daher einen ganzen Zug. Von hier aus läuft das Öl durch eigene Schwere in Aufnahmebehälter von je 700 m³ Inhalt, die fast ganz in die Erde versenkt sind (Abb. 21).[70]) Auf dem Hafengelände, in 3 m Höhe über Meeresspiegel, stehen die eigentlichen Lagertanks. Sie weisen 1910 Durchmesser von je 22 m, Höhen von je 13,4 m und somit ein Fassungsvermögen von rd. 5000 m³ auf. Die Verbindung zwischen den oberen Empfangsbehältern und diesen Lagerbehältern ist durch drei Leitungen hergestellt, eine für Benzin, zwei

[67]) s. Fußnote 54 u. 55 auf S. 594.

[68]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909.

[69]) Deutsche Bztg. 1911, S. 215 ff.

[70]) Schulze, Seehafenbau, Bd. II, 1913.

für Petroleum. Jede dieser Leitungen hat 200 mm l.W., ruht auf eisernen Gerüsten und geht über die Behälter hinweg; diese Behälter sind sämtlich an diese Leitung angeschlossen. Alle diese Lagerbehälter haben wagerechte Deckel, die eine Wasserschicht von 20 cm tragen (Abb. 22). Die Pumpenanlage bestand 1910 aus 5 doppeltwirkenden Kolbenpumpen in einer Höhenlage von 3 m über dem Meere, angetrieben durch 3 Benzinmotoren von je 30 und 50 PS.

Von den Behältern für Benzin und Petroleum gehen Rohrleitungen auf drei Lademolen von je 40 m Länge hinaus, während die Rückstände ausschließlich auf der 4. Mole in Gefäße verladen werden. Die Leitungen der Mole sind mit den Schiffen durch biegsame Rohre verbunden, um die gegenseitige Verschiebung zwischen Land und Schiff auszugleichen (Abb. 23).[71])

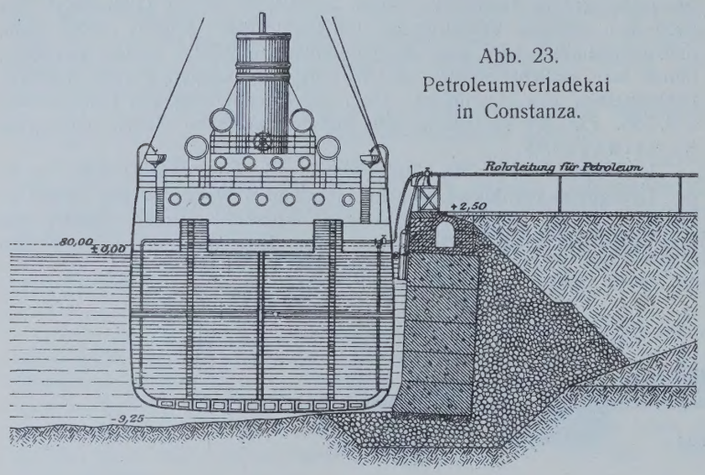


Abb. 23. Petroleumverladekai in Constanza.

Die Leistungen, die mit dieser Anlage in Constanza erreicht wurden, betrugen 1910:

Entladen der Züge und Einlagern in Behälter	Umladen auf die Schiffe
720 m³/Std. für Benzin,	200 m³/Std. für Benzin,
610 „ „ Petroleum,	200 „ „ Brennpetroleum,
200 „ „ Rückstände.	180 „ „ Rohpetroleum,
	100 „ „ Rückstände.

Außerdem bestehen Vorrichtungen, die erlauben, das Öl unmittelbar aus den oben gelegenen Empfangbehältern in die Schiffe zu leiten, desgleichen auch umgekehrt aus den Lagerbehältern in Eisenbahnwagen. Ferner ist es den Erdölgesellschaften gestattet, durch besondere Rohrleitungen das Öl von der 4 km entfernt liegenden Station Modea, wo besondere Einrichtungen für Ölempfang bestehen, unmittelbar in die Behälter von Constanza zu leiten.

Auch die Anordnung der Straßen hat sich den besonderen Bedingungen eines Petroleumhafens anzupassen, sowohl mit Rücksicht auf die Feuersicherheit als auch auf die leichte und bequeme Zugänglichkeit zu den Tanklagerplätzen, wobei Kreuzungen mit der Eisenbahn tunlichst zu vermeiden sind.

Die schiffbautechnische Entwicklung der Tankdampfer[72]) hat in dem letzten Jahrzehnt außerordentliche Fortschritte gemacht. Sie haben heute Ladefähigkeiten bis zu 15 000 bis 20 000 Gewichtstonnen. Die Länge geht bis zu 165 m, der Tiefgang bis zu 9 m. Die Durchschnittsgröße liegt indessen heute bei 9000 bis 10 000 t mit rd. 130 m Länge und 7,5 m Tiefgang. Man bevorzugt Tankschiffe, die nach dem „Isherwood System“ gebaut sind. Dieses System sieht die Hauptaussteifung des Schiffsgefäßes in seiner Längsrichtung vor bei entsprechender Querversteifung. Die Vorzüge gegenüber einer Hauptquerausteifung liegen in größerer Stabilität bei Seegang, Vergrößerung der Ladefähigkeit bei gleichzeitiger Ersparnis an Baustoffen, zuverlässigerer Öldichtigkeit der einzelnen Tanks. Als Antriebmaschinen dienen sowohl Dampfmaschinen als auch Ölmotoren. Alle bezüglich der Feuersicherheit oben gemachten Ausführungen gelten in erhöhtem Maße für die Tankschiffe, da sie bei Ausbruch eines Brandes meistens verloren sind.

Wie gefährlich beispielsweise eine Benzinladung ist, geht aus der Tatsache hervor, daß beim Öffnen der Tankverschlüsse die Benzingase häufig mit lautem Zischen unter großem Druck aus den Tanks ausströmen. Die geringste Funkenbildung, z. B. durch Reibung eisenbeschlagener Stiefel auf Eisenteilen des Schiffes, kann dann leicht zu Unglücksfällen führen. Infolgedessen ist die Benutzung eiserner Werkzeuge tunlichst zu vermeiden. Die Flügelschrauben der Tankverschlüsse werden beispielsweise mit Holzhämmern geöffnet. Gefährliche Gasansammlungen können durch Lüftung, unter Zuhilfenahme von Dampf entfernt werden. Im übrigen bürgert sich das auf S. 596 u. 597 erwähnte Schaumlöschverfahren (als ortsfeste Anlage) mehr auch auf Schiffen ein.

Die Tankdampfer haben meistens eigene Pumpanlagen an Bord, gewöhnlich zwei Aggregate. Sie werden auch benutzt, wenn verschiedene Ölsorten an Bord sind. Wird beim Pumpen von der einen Ölsorte auf eine andere übergegangen, so wird die verunreinigte Übergangsmenge besonders gelagert. Wieviel hiervon in Frage kommt, entscheiden die Praktiker von Fall zu Fall. Die Pumpenleistungen betragen annähernd 350 bis 500 m³/Std., so daß es heute möglich ist, mit zwei Pumpen eine Ladung von 10 000 t in annähernd 12 Stunden zu bewältigen. Etwa in der Mitte des vorigen Jahrhunderts mußte man für 200 t ebensoviel Tage rechnen, da die Verladung damals noch in Fässern vor sich ging. Die Löschdauer ist demnach innerhalb eines halben Jahrhunderts auf den 600. Teil zurückgegangen bei Annahme von 12stündigem Betrieb. Welche Leistungsfähigkeit heute eine Tankschiff-Flotte besitzt, erkennt man aus folgendem:

Man hat berechnet, daß die Flotte der British Tankers Ltd., einer Tochtergesellschaft der Anglo Persian Oil Co., die 60 Schiffe mit insgesamt über $^1/_2$ Mill. t umfaßt, ebensoviel leistet wie eine zehnzöllige Rohrleitung von Persien nach England.[73])

Für den Transport des Petroleums auf den Binnenschiffahrtstraßen, wie im Hafen selbst, dienen sogenannte Tankschuten. Dieses sind Schuten, die, wie der Name sagt, als Laderäume Tanks aufweisen, in die das Erdöl entweder unmittelbar aus den Seeschiffen oder auch von den Landtankplätzen gepumpt wird; sie haben keine eigene Antriebskraft und müssen daher geschleppt werden. Für die Verschiffung des Öls in kleineren Mengen vom Einfuhrhafen über See dienen sogenannte Tankleichter oder -prahme. Dieses sind größere Schuten, die seefähig sind, aber gleichfalls nicht mit eigener Kraft fahren können, sondern geschleppt werden. So besteht z. B. von Hamburg aus eine laufende Verschiffung mit Tankprahmen über See in den Rhein bis nach Mannheim hinauf.

Besondere Einrichtungen erfordert die Zollkontrolle. In Hamburg liegt der Petroleumhafen im Freihafen, d. h. also im Zollauslande. Wenn das Öl aus dem Tankschiff in die Landtanks gepumpt wird, braucht es daher nicht verzollt zu werden. Die Verzollung tritt erst dann ein, wenn das Öl das Freihafengebiet verläßt und in das Zollinland gebracht wird, also entweder in Kesselwagen oder durch Tankschuten oder Tankprahme.

Die Verzollung im Hamburger Hafen z. B. geht folgendermaßen vor sich:

Die betreffende Ölfirma läßt für ihren Betrieb einen ihrer Angestellten zollamtlich vereidigen. Dieser Zollvereidigte stellt die Ölsorte und das hinausgehende Gewicht fest und vermerkt es auf dem Frachtbrief bezw. dem Konnossement. Auf Grund dieser Papiere wird dann die Zollabfertigung an der Zollübergangsstation im allgemeinen ohne weitere Kontrolle vorgenommen.

Öl wird nur nach Gewicht gehandelt. Die Gewichtsermittlung geschieht nach den Feststellungen an Raummaß und an spezifischem Gewicht.

Zur Feststellung des Raummaßes bedient man sich grundsätzlich der festen Landtanks, nicht der Schiffstanks oder der Schutentanks; das spezifische Gewicht bestimmt man mittels eines Aräometers. Die Temperatur ist von erheblichem Einfluß auf das spezifische Gewicht, und zwar zeigen die Öle gegenüber Wasser eine rd. 10fache Dehnungszahl auf, bei einer Temperaturänderung von je 1°.[74])

Wenn beispielsweise ein Tankdampfer in Texas das Öl mit 40° an Bord nimmt und er trifft im europäischen Bestimmungshafen bei einer Temperatur von 8° ein, so wird inzwischen der Rauminhalt des Öles kleiner, das spezifische Gewicht größer geworden sein. Nach dem Überpumpen in die Landtanks wird daher das Gewicht erneut ermittelt. Die Angaben aus Texas über Raummaß und spezifisches Gewicht werden zwecks Kontrolle auf die europäischen Verhältnisse umgerechnet oder umgekehrt, wobei man sich fertiger Tabellen bedient. Die Kontrolle muß das gleiche Gewicht ergeben, falls kein Rechenfehler vorgefallen oder Öl während der Reise verlorengegangen ist, was zuweilen vorkommt.

Bei der Abgabe von Teilladungen an Tankschuten, Prahme oder Kesselwagen wird wieder das Maß im Landtank als gültig angenommen, gleichfalls bei etwaiger Übernahme aus diesen Fahrzeugen.

Diese Verrechnungsart setzt naturgemäß voraus, daß das Aufmaß der Landtanks richtig ist. Mit dem Aufmessen werden daher nur vereidigte Sachverständige beauftragt.

Indessen können sich an den Landtanks verschiedene Fehlerquellen bemerkbar machen. Bei der Füllung neu aufgestellter Tanks wird u. U. in

[71]) Schulze, Seehafenbau, Bd. II, 1913.

[72]) Engler-Höfer, Das Erdöl, Bd. II, 1909. — White, Oil Tank Steamers, James Drown & Son, Ltd., Glasgow 1920. — Fairplay vom 27. November 1924. — Zeitungen.

[73]) Werft, Reederei, Hafen 1924, Heft 20. — [74]) Alle Temperaturen in Graden Celsius.

der ersten Zeit der Untergrund nicht unerheblich zusammengedrückt, obwohl die Tanks gleich nach Fertigstellung eine möglichst langdauernde Wasserfüllung erhalten. Dabei kann für den Tank eine Raumvergrößerung eintreten dadurch, daß das verhältnismäßig elastische Bodenblech sich in der Mitte stärker durchbiegt als an den Seiten und der Boden in der Mitte infolgedessen stärker als an den Seiten zusammengepreßt wird.

Aber auch, nachdem der Untergrund ziemlich zur Ruhe gekommen ist, kann er sich bei plötzlicher Entlastung ausdehnen, eine Erscheinung, die man auch bei tiefen Ausschachtungen und bei gerammten Ablaufbahnen von Hellingen beobachtet hat (der Boden „atmet"). Oder auch das Bodenblech des Tanks drückt sich am Rande tiefer ein als in der Mitte infolge des Eigengewichts der Seitenwände. In diesen beiden Fällen entsteht eine Raumverminderung. Es ist daher erforderlich, daß von Zeit zu Zeit durch vereidigte Sachverständige der Rauminhalt der Tanks erneut festgestellt wird.

Auch kann es vorkommen, daß sich außer dem Öl Wasser im Tank befindet, das dann also am Boden lagert. Zuweilen geschieht das aus lagertechnischen Gründen mit Absicht, manchmal unabsichtlich. Zur Feststellung, ob und wieviel Wasser sich im Tank befindet, bedient man sich sogenannten wasserempfindlichen Papiers. Dieses chemisch präparierte Papier wird nicht vom Öl, wohl aber vom Wasser angegriffen und verändert dabei seine Farbe. Man läßt es als Streifen in den Tank hinab und kann danach die Stärke der Wasserschicht bestimmen.

C. Zusammenfassung und Schlußwort.

Zusammenfassung.

Die vorstehenden Schilderungen von 30 Häfen zeigen hinsichtlich der Anordnung die verschiedenartigsten Lösungen. Abgesehen von den Einzelhäfen (Abadan, Comodoro Rivadavia, Tampico, Port Arthur (Texas), die schon natürlicherweise ohne jeglichen Zusammenhang mit anderen Hafengruppen stehen, sehen wir eine mehr oder minder bewußt abgeschlossene Lage der Petroleumhäfen von übrigen Hafenteilen bei folgenden Orten:

Rangoon,	Suez,
Odessa,	Stockholm,
Batum,	Kopenhagen,
Richmond,	Amsterdam,
Constanza,	Harburg (außer Betrieb),
Manchester,	Geestemünde (außer Betrieb),
Helsingfors,	Hamburg Staat,
Antwerpen,	Hamburg Privat.

Im ganzen 16 Beispiele.

Hierbei ist zu berücksichtigen, daß Richmond wahrscheinlich mehr mit Rücksicht auf die natürliche Beschaffenheit an Ort und Stelle als durch bewußte Anlage eine abgeschlossene Lage erhalten hat. Hierfür spricht, daß die Besitzerin des Hafens, die Standard Oil Co., in ihrem größeren Hafen Bayonne offensichtlich keinen großen Wert auf eine strenge Abgeschlossenheit gelegt hat.

Von anderen Hafenteilen umgeben oder in naher, offener Verbindung mit ihnen sind folgende:

Noworossijsk,	Liverpool,
Vera Cruz,	Swansea,
Bayonne (New York),	Rotterdam,
Philadelphia,	Marseille,
Purfleet,	Le Havre.

Im ganzen 10 Beispiele.

Indessen ist zu dieser zweiten Gruppe zu bemerken, daß Philadelphia seine Anlage am stromabwärts gelegenen Ende des Hafens besitzt, daß die Petroleumhäfen Liverpool und Swansea durch die dort ortsüblichen Dockhäfen schon einen natürlichen Schutz besitzen, ferner daß sie in Marseille und in Le Havre erst durch die notwendig werdende Hafenerweiterung in den Mittelpunkt der jetzigen Hafenanlagen gerückt sind, die Neuanlage in Rotterdam wieder ganz an das Westende des zukünftigen Gesamthafens rücken soll.

Von den vorstehenden Häfen sind weiter folgende aufzuzählen, die für Petroleumzwecke besondere, durch Tore oder Pontons abschließbare Becken aufweisen:

Constanza,	Amsterdam,
Marseille,	Geestemünde und Harburg (außer Betrieb),
Kopenhagen,	Hamburg (Staat und Privat).
Le Havre,	

Aus vorstehendem ergibt sich, daß folgende Petroleumhäfen, soweit sie Teile von Handelshäfen sind, zurzeit keinerlei Sicherung hinsichtlich ihrer Lage zeigen:

Noworossijsk,	Purfleet,
Vera Cruz,	Rotterdam,
Bayonne,	

also nur 5 Beispiele von 26 = 19,2 %.

Einen Abschluß der Petroleumhäfen durch Tore oder Pontons finden wir nur in europäischen, und zwar in neueren Großhäfen, während besonders Amerika scheinbar bewußt keine Abgrenzung bevorzugt, trotz des Brandes bei Bayonne auf der Upper Bay.

Es ist demnach zu urteilen, daß gerade von amerikanischer Seite aus die hauptsächlichen Sicherheiten gegen Ölbrände in den Einrichtungen der Tankschiffe selbst, der Rohrleitungen an Land, der Anschlüsse von Schiff zu Land, der gesamten Tankanlagen und Abfüll- bezw. Verarbeitungsbetrieben gesucht werden. Auch die Hamburger Feuerwehr steht auf einem ähnlichen Standpunkte. Immerhin ist hierbei zu berücksichtigen, daß auch Feuer von anderen Hafenteilen auf die Petroleumhäfen überspringen kann und daß auch hiergegen die nötigen Sicherheiten getroffen werden müssen.

Man hat sich die Frage vorzulegen, wie kann überhaupt Öl auf das Wasser gelangen und in brennendem Zustande eine Gefahr für andere Schiffe und Hafenteile werden?

Wie gezeigt worden ist, versteht man es heute mit ziemlicher Sicherheit, durch entsprechende Maßnahmen zu verhindern, daß bei Explosionen und Bränden von Landtanks Öl in den Hafen fließt.

Etwaige undichte Leitungen vom Tankschiff zum Lande können leicht durch Absperrschieber unterbrochen werden, so daß namhafte Mengen an Öl nicht ausfließen können.

Somit bleiben als hauptsächlichste Gefahrenquelle nur die Tankschiffe selbst. Öl in großen Mengen kann nur auf das Wasser gelangen, wenn ein Schiff in beträchtlichem Umfange leck wird (z. B. infolge einer Kollision) oder infolge einer Explosion aufreißt. Kann die Konstruktion der Schiffe so gewählt werden, daß bei einer Explosion nur die obere Begrenzung des Tanks abfliegt, ohne daß die Seitenwände reißen, so könnte das Schiff wie ein Gefäß ausbrennen, ähnlich wie man es bei den Landtanks beobachtet hat.

Indessen ist eine solche Konstruktion nicht gewährleistet. Ist einmal Öl auf das Wasser gelangt, so entsteht weiter die Frage, wie schnell und wie weit es sich ausdehnt, oder wie schnell es abgebrannt ist. Man könnte aus Erfahrungen schließen, falls solche vorliegen, in welchem Umkreis eines brennenden Tankschiffes die Gefahr der Feuerübertragung noch besteht. Sichere Erfahrungen hierüber dürften wohl kaum vorliegen, um so weniger, als die Schiffkonstruktion und die Lademenge hierbei von erheblichem Einfluß ist. Bei kleineren, begrenzten Brandflächen gelingt es, die Ölschicht durch fächerartig verteilte Wasserstrahlen (breite Mundstücke der Strahlrohre) allmählich auf eine engere Fläche zusammenzudrängen und damit die Gefahr zu verringern.[75])

Immerhin ist noch Grund genug vorhanden, bei der Anordnung der Petroleumhäfen der großen Feuergefährlichkeit der Öle, insonderheit von Benzin, Rechnung zu tragen.

Irgend eine feste Regel mit bezug auf die Feuersicherheit in der Anordnung, die eine allgemein gültige Anerkennung besitzt, gibt es allerdings nicht, sondern es wird bei der Anlage neuer Petroleumhäfen stets von Fall zu Fall die Sicherung bezüglich der Anordnung auch den örtlichen Verhältnissen und den örtlichen Erfahrungen anzupassen sein.

Hinsichtlich der Hafengröße ist zu sagen, daß infolge des schnellen Wachsens der Tankschiffabmessungen sich manche Häfen schon jetzt als zu klein oder zu flach erwiesen haben, so daß Umbauten oder Neubauten in Frage kommen.

Was die Ausgestaltung der Häfen betrifft, so ist zusammenfassend hierüber folgendes zu bemerken:

Die hohe Feuergefährlichkeit der in den Petroleumhäfen umgeschlagenen Öle, insonderheit derer, die einen geringeren Flammpunkt als 21° haben, wird international anerkannt, und es werden entsprechende Schutzmaßnahmen dagegen getroffen. Sie erstrecken sich in erster Linie auf genaue Bestimmungen hinsichtlich des Verhaltens der Tankdampfer im Hafenbereich, ferner durch besondere Vorschriften auf die Landanlagen der Petroleumhäfen.

Im allgemeinen werden die hochgefährlichen Öle, vor allem Benzin, getrennt von den anderen behandelt. Im besonderen haben die Nähe und die Wichtigkeit der Umgebung, das Klima und früher gemachte Erfahrungen der einzelnen Häfen Einfluß auf die Einzelausbildung der den Ölumschlag dienenden Anlagen. Das Hauptaugenmerk wird auf die Verhütung von Brandausbrüchen und ihre Verbreitung gelegt, wobei u. a. die Notwendigkeit des Blitzschutzes überwiegend bejaht wird. Für die Bekämpfung eines ausgebrochenen Ölbrandes verspricht ein besonderes Wasserlöschverfahren wie auch das chemische „Schaumlöschverfahren" in gewissen Grenzen Erfolg.

Im Bau der Tankschiffe sowie in der Gewichtsbestimmung von Ölladungen haben sich international anerkannte Formen und Bräuche entwickelt.

[75]) Hamburger Feuerwehr.

Schlußwort.

Die vorliegende Abhandlung, die 30 Petroleumhafenanlagen bespricht, macht nicht den Anspruch auf Vollständigkeit. Bezüglich der Ausgestaltung besonders war das zu bearbeitende Material nur von einer beschränkten Anzahl Häfen zu erhalten.

Ebenso sind nicht alle wichtigen Petroleumhäfen der Erde, sondern nur einige für den vorliegenden Fall bemerkenswerte beschrieben.

Besondere Anstrengungen im Ausbau der Erdölgewinnung machen die südamerikanischen Staaten, vor allem Venezuela mit dem bis jetzt nur flach gehenden Schiffen zugänglichen Hafen Maracaibo, ferner Kolumbien, das eine Rohrleitung den Magdalenenstrom entlang zum Karaibischen Meer bauen läßt. Die Ölgewinnung Argentiniens dehnt sich aus, insonderheit bei Buenos Aires und bei Comodoro Rivadavia, desgl. die der übrigen südamerikanischen Staaten.

Auch die bereits bekannten Erdölgebiete, die sich größtenteils in amerikanischen, englischen, russischen oder holländischen Händen befinden, werden ständig ausgebaut, und es werden damit Voraussetzungen für etwaigen Ausbau oder Neubau von entsprechenden Ausfuhrhäfen geschaffen.

Ebenso wird die Bedeutung der Petroleumeinfuhrhäfen durch den stetig sich vergrößernden Bedarf an Ölen, insonderheit für Automobil-, Motorboot-, Flugzeugzwecke usw., erhöht werden; besonders Frankreich ist bestrebt, aus diesem Grunde seine Häfen zu erweitern: Rouen, Le Havre, Bordeaux, Straßburg u. a.

Die deutsche Einfuhr z. B. zeigt folgende Zahlen:[76])

Einfuhr in t.

	1913	1923	1924	1925
Benzine und Rohbenzin	249 106	165 456	234 710	450 846
Leuchtöl (Petroleum)	745 465	77 250	97 997	144 715
Gasöl	48 009	72 735	86 504	130 215
Schmieröl	248 035	155 294	250 680	374 602
Teeröl, Rohöl	—	12 549	52 630	54 699
	1 290 615	483 284	722 521	1 115 077

Demnach ist für 1926 zu erwarten, daß die Höhe der Vorkriegseinfuhrziffern erreicht oder überschritten wird.

[76]) Hamburgisches Weltwirtschaftsarchiv.

Die entsprechenden Zahlen für England sind folgende:[77])

Einfuhr und Ausfuhr mineralischer Öle in 1000 Gallonen (1 Gall. = 4,5 l).

	1913	1923	1924	1925
Einfuhr				
Rohöl (Mineral crude Petrol.)	1 108	334 617	464 363	561 621
Brennöl (Lamp oil)	157 141	144 128	124 678	141 649
Benzin (Motor Spirit)	—	327 233	422 310	404 874
Benzin, andere Sorten	0,270	2 357	3 055	6 048
Schmieröl (Lubricating oils)	67 962	82 222	101 746	85 473
Gasöl	65 949	70 746	67 905	72 635
Heizöl (Fuel oil)	95 062	363 738	385 581	334 401
Sonstige Sorten	24	64	1 269	170
Mineralische Öle insgesamt	387 246,270	1 325 105	1 570 907	1 606 871
Ausfuhr				
Rohöl (Mineral crude Petrol.)	—	2 001	5	0,291
Brennöl (Lamp oil)	508	11 792	18 069	20 735
Benzin (Motor Spirit)	0,270	13 348	24 672	51 286
Benzin, andere Sorten	—	92	421	48
Schmieröl (Lubricating oils)	1 112	7 252	8 899	9 426
Gasöl	614	807	750	2 568
Heizöl (Fuel oil)	1 181	42 930	55 889	84 235
Sonstige Sorten	0,040	72	70	133
Mineralische Öle insgesamt	3 415,310	78 294	108 775	168 431,291

An diesen Zahlen erkennt man deutlich, wie weit man das Bestreben verwirklicht hat, den Verarbeitungsvorgang möglichst in die Verbrauchsgebiete zu verlegen, wobei England führend ist.

Vergrößerungen und Neubauten von Einfuhrhäfen werden daher auch in Zukunft erforderlich werden.

Mit diesem Wachstum Hand in Hand geht die weitere Ausgestaltung der einzelnen Häfen, deren augenblicklicher technischer Zustand in der vorliegenden Abhandlung dargestellt ist. Auch diese Entwicklung befindet sich in rasch fließender Bewegung.

[77]) Hamburgisches Weltwirtschaftsarchiv.

INHALT: Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich. — Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 10. September 1926. Heft 40

Bücherschau.

Veranschlagen von Eisenbetonbauten. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 3. Aufl. 175 S. mit 29 Abb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 9,—, geb. 9,90 R.-M.

Nachdem infolge der in den letzten Jahren immerhin bemerkbaren Beruhigung der allgemeinen wirtschaftlichen Lage nunmehr auch eine gewisse Stetigkeit einerseits der Baustoffpreise und Löhne, anderseits der Arbeitsleistungen eingetreten ist, erscheint das bereits bekannte Buch in dritter Auflage neu. Die Gliederung des Stoffes wurde beibehalten, während der Inhalt eine zeitgemäße wesentliche Umarbeitung und Erweiterung erfahren hat.

Der erste Teil bringt gleichsam als Einleitung allgemeine Angaben über die Baustoffe, insbesondere den Beton. In knapper Form wird das wirtschaftlich Wichtigste über Zemente gesagt, wobei auch die zunehmende Verwendung hochwertigen Zementes entsprechende Beachtung findet. Auf die berechtigte Forderung einer zweckmäßigen Kornzusammensetzung von Mörtel und Beton ist besonders hingewiesen. — Die weiteren Ausführungen geben ein Bild über die grundsätzliche Entwicklung der Preisberechnung von Eisenbetonbauten. Die Veranschlagung baut sich auf einer möglichst umfassenden Massenermittlung auf. Um solche schnell und doch genügend genau anfertigen zu können, hat der Verfasser zahlreiche Erfahrungswerte zusammengestellt. Für die Hauptbaustoffe (Beton, Eisen) folgen Angaben über die Kosten der Baustoffe selbst, ihren Bedarf für die Festraumeinheit und den zur Verarbeitung erforderlichen Aufwand an Arbeitszeiten oder Löhnen, je nach Art des Bauwerkes oder Bauteiles. In sinngemäßer Weise sind die Hilfsbaustoffe (Holz, Kleineisenzeug usw.) sowie die Herstellung der Schalungen, Lehr- und Arbeitsgerüste behandelt. Die Ermittlung der allgemeinen und besonderen Unkosten wird kurz erörtert. Ausführungen über Zusammensetzung der Einheitspreise, Form des Kostenanschlages und Abrechnungsgrundlagen beschließen diesen Abschnitt.

Der zweite Teil enthält sechs eingehend durchgearbeitete Beispiele für die Veranschlagung. Die Massenberechnung, die von der baulichen Durchbildung erheblich abhängt, wird durch umfangreiche Erläuterungen ergänzt. Die Ermittlung der Selbstkosten und Unkosten ist für die verschiedenen Bauwerke bis in die Einzelheiten durchgeführt. Schließlich ist jeweils ein vollständiger Kostenanschlag aufgestellt. Als Beispiele sind gewählt: 1. Ein fünfgeschossiges Fabrikgebäude mit Plattenbalkendecken und massivem Dach auf Eisenbetonrahmenbindern; 2. ein sechszelliger Getreidesilo für 11 200 Sack Weizen Fassungsvermögen auf durchgehender Eisenbetonfundamentplatte; 3. eine Plattenbalkenbrücke über drei Oeffnungen von 17,4 bezw. 11,5 m Spannweite; 4. eine 5,7 m breite Straßenbrücke über einen Wasserlauf mit einer Mittelöffnung von 48 m Lichtweite als Betonbogen mit darüberliegender, aufgestützter Eisenbetonfahrbahn und zwei Seitenöffnungen von je 18 m Lichtweite als überschüttete Betongewölbe, dazu Gründung auf Eisenbetonpfählen und Lehrgerüste; 5. ein Wasserhochbehälter für 1000 m³ Inhalt mit zwei Kammern auf siebengeschossigem Eisenbetonunterbau mit Fundamentplatte; 6. ein ähnlicher Hochbehälter nach Bauart Intze.

Die Veranschlagung von Eisenbetonbauten ist von recht zahlreichen Umständen abhängig; selbst für gleiche Bauwerke weichen unter sonst denselben Verhältnissen, jedoch bei verschiedener Lage o. dgl. auch die Kosten erheblich voneinander ab. Somit ist jede Preisermittlung in der Hauptsache auf praktische Erfahrungen gestützt. Solche zu vermitteln oder zu ihrer Gewinnung unterstützend einzugreifen, ist der Zweck des vorliegenden Werkes. Die darin enthaltenen Angaben machen natürlich, wie auch der Verfasser hervorhebt, keinen Anspruch auf allgemeine Gültigkeit und werden unter Umständen auch recht kritisch zu betrachten sein. — Der Wert des gut ausgestatteten und mit erläuternden Abbildungen versehenen Buches liegt in der grundsätzlichen Behandlung des Stoffes, die zahlreiche wertvolle Anregungen für die Veranschlagung von Eisenbetonbauten bietet. Die Anschaffung des Werkes sei daher bestens empfohlen. Dr.-Ing. Roll.

Der Beton. Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Dr. Richard Grün. 186 S. mit 54 Abb. und 35 Tab. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 13,20 R.-M., geb. 15 R.-M.

Das Verhalten der Zemente und des Betons bei chemischen Einwirkungen ist m. W. erstmals von Grün zusammenfassend dargestellt worden (Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 5. Bd.). In der vorliegenden Schrift ist dieses Gebiet wiederholt und umfassender behandelt. Die chemischen Einwirkungen auf den frischen und nicht erhärteten Beton sowie auf den abgebundenen und erhärteten Beton werden ausführlich in systematischer Ordnung erörtert. Auf etwa 120 von insgesamt 174 Seiten sind die chemischen Einflüsse, die zugehörigen Schutzmittel und Schutzmaßnahmen dargelegt.

Wer kurzen Aufschluß über das Wesen der chemischen Einflüsse gewinnen will, wird auf S. 55 u. f. eine leicht verständliche Einführung finden. Versuchsergebnisse und Beobachtungen an Bauwerken werden nach Möglichkeit herangezogen; die bedeutsamen Arbeiten von Mohr und Göbel sind ausführlich gewürdigt. Das Studium der Schrift von Grün läßt auch die Schwierigkeiten erkennen, die bei der Beurteilung chemischer Einflüsse auftreten als Folge großer Lücken in den zugehörigen Erfahrungen, die nicht überall gleichartig angewandt werden. In bezug auf den Schutz des Betons durch Beimengungen und Anstriche hat der Berichterstatter eine weniger empfehlende Stellung eingenommen aus Gründen, die an anderer Stelle genannt sind (Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf den Beton, S. 30 u. f. sowie S. 445 u. f.).

Die großen Listen der Schutzmittel — die fortdauernd zu ergänzen wären — enthalten u. a. Angaben über die Wasserdurchlässigkeit. Hier sei besonders hervorgehoben, daß die Herstellung von dünnen Platten, die gegen 10 at und mehr Wasserdruck lange Zeit dicht bleiben, keine Besonderheit mehr ist ohne Beimengung und ohne Schutzmittel. Es muß also bei Anpreisungen besonders nachgesehen werden, ob gleiche Platten ohne Zusatz usf. weniger dicht blieben.

In bezug auf die physikalischen Eigenschaften gibt Grün kurze Abrisse grundlegender Dinge aus seinem Bereich. U. a. ist der Einfluß der Korngröße der Zuschlagstoffe durch kennzeichnende Beispiele erörtert. Die langwierige Arbeit, die auf diesem Sondergebiet zu leisten war, wird in der Hauptsache den Amerikanern zugeschrieben. Den wertvollen Arbeiten von Fuller und Thompson (Proceedings of the American Society of Civil Engineers 1907, S. 222 u. f.) sind aber wenig beachtete wichtige Untersuchungen europäischer Forscher vorausgegangen. Die Folgerungen von Fuller und Thompson enthielten überdies Sätze, die zunächst weitere Begründung verlangten, z. B. folgende:

„13. — The best mixture of cement and aggregate has a mechanical analysis curve resembling a parabola, which is a combination of a curve approaching an ellipse for the sand portion and a tangent straight line for the stone portion. The ellipse runs to a diameter of one tenth of the diameter of the maximum size of stone, and the stone from this point is uniformly graded.

16. — It follows from this last conclusion that, from a scientific standpoint, the term "sand" is a relative one. With $2^1/_4$-in. stone, the best sand would range in size from 0 to 0,22-in. in diameter, while the best sand for $^1/_2$-in. stone would range in size from 0 to 0,05-in. in diameter."

Bei dieser Sachlage erschien Klarstellung nötig, ehe die heute selbstverständliche Anwendung der erweiterten Erkenntnisse zu vertreten war. Die Klarstellung wurde auf verschiedenen Wegen gesucht, die noch jetzt nebeneinander zu verfolgen sind. Der Berichterstatter ging seinerzeit von Beobachtungen aus, die besagten, daß in erster Linie der Einfluß des Wasserzusatzes und des Sandes (mit feststehender Begrenzung) zu beachten ist, die Bedeutung der Beschaffenheit der groben Teile aber zurücktritt. Diese Versuche — durch den Krieg unterbrochen — führten später zu einfachen Regeln. Der Umstand, daß in Deutschland oft ungeeignete Sande zur Verwendung kommen, gab außerdem Anlaß zu örtlichen Vorschriften über zulässige Korngrößen, die nachträglich als mehr oder minder richtig in die Forschungsergebnisse eingereiht wurden. Wenig beachtet werden u. a. die auf andern Wegen gewonnenen Feststellungen, die von Feret ausgegangen sind und auf die an besonderer Stelle demnächst eingegangen wird.

Der Abschnitt „Einfluß der Zementart" läßt die Lücken der Anforderungen der Praxis auf diesem Gebiete hervortreten. Hier dürfte besonders hervorzuheben sein, daß die Zementprüfung so geschehen muß, daß die erlangten Zahlen bei Vergleichen auch das Verhalten im Beton kennzeichnen. Die Verhältnisse liegen bei Mischzementen, wie sie neuerdings wieder auftreten, wesentlich ungünstiger als z. B. beim Portlandzement. Die Steigerung der Festigkeitseigenschaften des Tonerdezements durch Lagerung bezweifelt Grün mit Recht. Das Mischen von Tonerdezement und Portlandzement veranlaßt eigenartige Erscheinungen, die die von Grün angeführten Folgerungen in gewissen Fällen noch einschränken.

Auf S. 25 bezeichnet Grün die Setzprobe als „Plumpsprobe"; diesem Vorschlage kann der Berichterstatter nicht folgen, weil die Probe nicht unter „Plumpsen" vor sich gehen soll, sondern unter allmählichem Setzen. Wenn die Probe „plumpst", gibt sie unzutreffende Ergebnisse. Wer diese Probe viel anwendet, wird auch finden, daß es zweckmäßig ist, die Setz- und Ausbreitprobe zu vereinigen (vergl. Z. d. V. d. I. 1926, S. 411 u. f.). In bezug auf den Gußbeton dürfte im Auge zu behalten sein, daß gießfähiger Beton an sich im Eisenbetonbau schon lange üblich ist und daß die für den Beton allgemein errungenen, seit Jahren bekannten Erkenntnisse auch hier sinngemäß gelten.

In bezug auf Traß und andere feine Zuschläge folgt Grün den Feststellungen über die zweckmäßige Kornzusammensetzung nicht. Für die Beurteilung des Einflusses von Erschütterungen auf frischen Beton wird auf die deutschen Feststellungen nicht eingegangen (vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Bd., S. 121 sowie S. 138 u. f.). Der oft unterschätzte Einfluß der Überflutung frischen Betons ist von Grün durch neuere Versuche bestätigt worden. — Im ganzen zeugt die Schrift von zielbewußter wertvoller Arbeit. Otto Graf.

Tafeln zur Bemessung der Druckstäbe (ω-Verfahren). Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken 1925 (B. E.). Von Regierungsbaumeister Fr. Eisner. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 3,40 R.-M. + 2 R.-M. Versendungsspesen.

Die nomographischen Tafeln sind auf Karton 50/66 aufgetragen, und zwar auf einer Seite für gewöhnlichen Flußstahl St 37, auf der Rückseite für hochwertigen Baustahl St 48. Dazu gehört ein vierseitig gedrucktes Blatt mit Erläuterungen. Auch wer sich noch nie mit Nomographie beschäftigt hat, wird in die Theorie der Nomographie so weit eingeführt, als es der Gebrauch der Tafeln erfordert. Die Beschreibung der Tafeln und ihr nomographischer Aufbau sind klar und ermöglichen auch dem Anfänger, sich in das neuzeitliche Hilfsmittel, die Nomographie, zu vertiefen. Die Tafel erspart eine zahlenmäßige Errechnung der Werte

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}}, \quad \lambda = \frac{l}{i}$$

und das Aufsuchen und Interpolieren des zu diesem Schlankheitsgrade λ gehörigen Wertes ω nach der Tafel 16 der B. E.

Als Ablesegerät wird vom Verfasser ein schmaler Zellhornstreifen mit einem eingeritzten, farbigen Strich empfohlen, um zu vermeiden, daß die Tafeln durch das wiederholte Einzeichnen und Wegnehmen von Bleistiftstrichen in ihrer Deutlichkeit beeinträchtigt werden. Der Anfänger wird jedoch ohne die Bleistiftstriche zunächst nicht auskommen, dies gilt namentlich bei der Zapfenlinie II, weil er sich sonst schwer zurechtfinden wird.

Die Benutzung der nomographischen Tafeln wird durch ein Beispiel erläutert. Gegeben ist die Stabkraft $S = 140$ t und die Stablänge $l = 6{,}50$ m, gesucht wird der erforderliche Querschnitt F und das Trägheitsmoment J für St 37, bei dem der Stabquerschnitt voll ausgenutzt wird, d. h. bei dem die Spannung $\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F}$ gerade gleich 1400 kg/cm² ist. Mit $S = 140\,000$ kg wird also im vorliegenden Beispiel

$$\omega \cdot \frac{140\,000}{F} = 1400 \quad \text{oder}$$

$$\omega = \frac{F}{100}.$$

Der Querschnitt F und das Trägheitsmoment J können nun nicht — wie es den Anschein haben könnte — eindeutig mit Hilfe der „Tafeln" ermittelt werden, sondern es gibt — worauf die Erläuterungen nicht hinweisen — theoretisch beliebig viele Querschnitte, die der gestellten Bedingung genügen. Z. B. für

$F_1 = 110$ cm wird $\omega_1 = 1{,}10$
$F_2 = 120$ „ „ $\omega_2 = 1{,}20$
$F_3 = 130$ „ „ $\omega_3 = 1{,}30$ usw.

Zu jedem ω gehört ein bestimmter Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{l}{\sqrt{\frac{J}{F}}}$, woraus $J = \frac{l^2 \cdot F}{\lambda^2}$.

Alle diese Querschnitte sind theoretisch möglich, auch sind sie „voll ausgenutzt". Für den Eisenbau ist jedoch nur ein Teil dieser Querschnitte brauchbar, wobei nach den B. E., S. 41, auch darauf geachtet werden muß, daß das Trägheitsmoment auf die materialfreie Achse um mindestens 10 % größer als auf die Materialachse ist. Auch Eisner hat, wie sein Beispiel zeigt, zunächst ein „Schätzen" des erforderlichen Querschnitts F nötig.

Der geübte Konstrukteur wird bald herausbekommen, wie groß etwa der Schlankheitsgrad λ des zu entwerfenden Querschnitts sein wird, um damit die Knickzahl ω_1 genähert aus der Tafel zu entnehmen. So wird mit einem Schlankheitsgrade $\lambda = 70$ (wie er z. B. bei Gurtungen oft vorkommt), $\omega_1 = 1{,}4$. Verbindet man nun die Stabkraft auf Leiter II mit diesem ω_1 auf Tafel IV, so bekommt man auf Leiter III einen Querschnitt F_1, der als erste Annäherung gelten kann. Die Verbindung von $\omega = 1{,}40$ auf Leiter V mit l auf Leiter III gibt auf Leiter II einen Punkt, der, mit $F_1 = 120$ auf Leiter III verbunden, auf Leiter I einen Näherungswert J_1 für das Trägheitsmoment liefert. Nun wird man an das Entwerfen des Querschnitts gehen und daraus Werte für F und J bekommen, deren Zweckmäßigkeit mit Hilfe der Nomogramme nachgeprüft werden kann. Natürlich können auch die in den B. E. angegebenen „Gebrauchsformeln" herangezogen werden, um möglichst bald zu passenden Verhältnissen zu gelangen. Ohne daß die Berechnung des Querschnitts Hand in Hand geht mit dem Entwurf, läßt sich die Aufgabe auch mit den bestdurchdachten Tafeln nicht ohne weiteres lösen. Doch lohnt es sich für den entwerfenden Ingenieur, sich eingehend mit den Eisnerschen Nomogrammen zu beschäftigen, er wird sie bald mit großem Nutzen verwenden lernen. Die Nomogramme sind sehr sauber und genau gezeichnet. Der Preis ist angemessen. Dr.-Ing. Kommerell.

Die Deformationsmethode. Von Dr. techn. A. Ostenfeld. 118 S. mit 42 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 10 R.-M.

Das Buch behandelt das aus früheren Arbeiten seines Verfassers bereits bekannte Verfahren in mehr systematischer Form und hauptsächlich unter dem Gesichtspunkte, die zwischen der „Kraftmethode" und der „Deformationsmethode" bestehende, vollkommene Dualität schärfer als bisher hervortreten zu lassen. Im Gegensatz zur Kraftmethode, wo zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme Kräfte (bezw. Kräftepaare) X_a, X_b ... als überzählig eingeführt werden, deren Größen sich aus den Bedingungen ermitteln lassen, denen die Verschiebungen (Drehungen) δ_a, δ_b, ... ihrer Angriffspunkte zu genügen haben, geht die Deformationsmethode davon aus, dem System zunächst gewisse gedachte Stäbe (bezw. biegungssteif angeschlossene Arme) anzufügen, deren Verlängerungen (Drehungen) ζ_a, ζ_b, ... als Überzählige behandelt werden. Wie sich nun bei der Kraftmethode die Verschiebungen δ als lineare Funktionen der X-Kräfte darstellen lassen, ebenso ergeben sich in dualer Entsprechung bei der Deformationsmethode die Spannkräfte (Kräftepaare) Z der hinzugefügten Elemente als lineare Funktionen der Verschiebungen (Drehungen) ζ, derart, daß z. B. für das hinzugefügte i-te Element

$$Z_i = Z_{io} - Z_{ia} \cdot \zeta_a - Z_{ib} \cdot \zeta_b - \ldots \text{ ist.}$$

Durch Nullsetzung der in den hinzugedachten Elementen wirkenden Größen Z_i kehrt man zum wirklichen System zurück und gewinnt hierbei zur Berechnung der Überzähligen ζ die notwendige und hinreichende Zahl von Bestimmungsgleichungen. Die „Koeffizienten" Z_{mn} der Überzähligen unterliegen, ebenso wie bei der Kraftmethode die Koeffizienten δ_{mn}, auch bei der Deformationsmethode dem Prinzip der Maxwellschen Vertauschung derart, daß $Z_{mn} = Z_{nm}$ und dual entsprechend $\delta_{mn} = \delta_{nm}$ ist.

Die völlige Dualität beider Verfahren, die übrigens in nuce bereits in den bekannten Sätzen Castiglianos über die Variation der elastischen Energie $\mathfrak{A}$ ihren wohl knappsten Ausdruck gefunden hat $\left(\frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial P_m} = v_m \text{ und } \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial v_m} = P_m\right)$ tritt hiernach sehr deutlich in Erscheinung.

Während die Kraftmethode das zu behandelnde System auf ein Hauptsystem von geringerer statischer Unbestimmtheit zurückführt, geht die Deformationsmethode von einem in höherem Grade statisch unbestimmten „Hauptsystem" (hier gekennzeichnet durch $\zeta_a = \zeta_b = \ldots = 0$) aus. Dabei braucht die Zahl der Überzähligen ζ keineswegs mit derjenigen der statisch Unbestimmten übereinzustimmen, sondern sie kann ebensowohl größer als auch kleiner als deren Zahl sein. Ganz allgemein treten bei ebenen Tragwerken an einem Knoten 3 Überzählige (2 Verschiebungskomponenten und 1 Drehung) auf, bei räumlichen Gebilden deren 6 (3 Verschiebungskomponenten und 3 Drehungen), so daß es zunächst nicht den Anschein hat, als ob durch die Deformationsmethode die Berechnung vereinfacht werden könnte. In den Fällen jedoch, wo dieses scheinbar verwickeltere Hauptsystem sich einigermaßen einfach behandeln läßt, wie bei mehrfeldrigen Rahmen, Stockwerkrahmen, einfachen und durchlaufenden Bogenträgern, zeigt sich die Deformationsmethode, wie der Verfasser an zahlreichen Beispielen nachweist, als der Kraftmethode hinsichtlich des rechnerischen Aufwandes in der Tat überlegen. Hier kommt diesem Verfahren besonders zustatten, daß einerseits durch Verwendung der vom Verfasser entwickelten Grundgleichungen für die Biegung des geraden Balkens die Aufstellung der „Kraftgleichungen" $Z_i = 0$ sich so erleichtert, daß diese Gleichungen rein mechanisch angeschrieben werden können, während anderseits die Deformationsmethode sich besonders gut zur stufenweisen Berechnung eignet, bei der die umständliche Elimination der Überzähligen wegfällt.

Durch Anwendung des Maxwellschen Prinzips, demzufolge die Einflußlinien der Überzähligen ζ_k diejenigen Durchbiegungslinien sind, die von der der Formänderung ζ_k zugeordneten Belastung „Eins" hervorgerufen werden, lassen sich die Einflußlinien der ζ_k ebenso einfach berechnen wie die der X bei der Kraftmethode.

Der theoretische Teil des Buches zeigt den um die Baustatik hochverdienten Verfasser auf der Höhe seiner Meisterschaft. Knappheit und Klarheit seiner Sprache wirken gleich vorbildlich. Zahlenmäßig durchgeführte Beispiele, die zum großen Teil früheren Arbeiten Ostenfelds entlehnt sind („Ingeniören" 1920, „Eisenbau" 1920, „Beton u. Eisen" 1922, „Bauingenieur" 1923 und „Teknisk Statik", 3. Udgave, Kjøbenhavn 1920 und 1925), lassen die Vorzüge des Verfahrens erkennen und mit seiner praktischen Anwendung vertraut werden. Der Abschnitt über räumliche Pfahlkonstruktionen erweitert und vertieft die einschlägigen ebenen Untersuchungen des Ostenfeldschülers Nökkentved („Beregning af Pälevärker", Kopenhagen 1924); er wird den Tiefbauingenieur ebenso stark anregen wie die übrigen Untersuchungen den im Eisenbeton- und Brückenbau tätigen Statiker.

Das höchst anziehende Buch ist eine sehr dankenswerte Bereicherung des für die Baustatik grundlegenden Schrifttums. Es verlangt von dem in Deutschland an die Kraftmethode gewöhnten Leser eine nicht geringe Abstraktion und liebevolles Eingehen auf seinen zunächst wohl etwas befremdenden Gedankengang. Möchten recht viele Leser — zu ihrem eigenen Nutzen — ihm diese Eigenschaften entgegenbringen.

Dr.-Ing. R. Mayer, Privatdozent.

Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Von Regierungsbaurat J. Gaye, Wesermünde, unter Mitarbeit von Obering. A. Sturm, München. 215 S. mit 232 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 15,60 R.-M. geb. 16,80 R.-M.

Der Gußbeton hat in den letzten Jahren in steigendem Maße die Beachtung aller Fachkreise beansprucht; eine große Zahl von Veröffentlichungen hat sich mit ihm und seiner Anwendung bei Großbauten beschäftigt. An einer zusammenfassenden Darstellung hat es indessen gefehlt; das soeben erschienene Buch ist geeignet, diese Lücke auszufüllen. Es ist in drei Teile gegliedert und befaßt sich in diesen mit der Anwendung des Gußbetons und mit der Gußbetontechnik und beschreibt zum Schluß in ausführlicher

Weise neuere Bauausführungen in Gußbeton. Nach einer kurzen einleitenden Bemerkung über die Vorzüge und Nachteile des Gußbetons im Vergleich zu Stampfbeton und plastischem Beton wird im ersten Teil zunächst das Rinnengießverfahren ausführlich erörtert. Konstruktive Einzelheiten werden im wesentlichen amerikanischen Vorbildern entnommen, was zu billigen ist, da hinsichtlich des Rinnengießverfahrens die Amerikaner fraglos unsere Lehrmeister gewesen sind. Die weiteren Verfahren für das Einbringen des Gußbetons werden in Anbetracht der Ausführlichkeit, die bei der Beschreibung des Rinnengießverfahrens gewaltet hat, etwas kurz behandelt. Das gilt insbesondere von der Beförderung in Rollwagen, durch die in Deutschland noch bei der überwiegenden Mehrzahl von Bauten der Gußbeton eingebracht wird und die auch bei ganz großen Bauten, wie z. B. bei der in Ausführung begriffenen Schleuse Fürstenberg a/O.; ihre Vorzüge erwiesen hat.

Im zweiten Teil vereint der Verfasser diejenigen Erfahrungen aus Wissenschaft und Praxis, die für die Herstellung einwandfreien Gußbetons zu beachten sind. Die große Bedeutung der Kornzusammensetzung und des Wasserzusatzes wird gewürdigt. Die Stellung der Mischanlage und der Gießanlage, sowie die Fragen, die zur Bemessung der Größe dieser Anlagen führen, werden besprochen. Wertvolle Ratschläge kann der Verfasser aus eigener Erfahrung hinsichtlich der Ausbildung und Behandlung der Arbeitsfugen, sowie allgemein hinsichtlich des Entwerfens von Gußbetonbauten erteilen.

Von den neueren Bauausführungen in Gußbeton, die der dritte Teil bringt, werden zunächst die Gußbetonbauten in Wesermünde-Geestemünde, bei denen der Verfasser in leitender Stellung mitgewirkt hat, geschildert. Unter den weiteren Baubeschreibungen sind u. a. auch die Schweizer Talsperren Wäggital und Barberine zu finden, deren großzügige Baustelleneinrichtungen vorbildlich geworden sind.

Das durch den Verlag gut ausgestattete Buch wird all denen, die sich mit dem Gußbeton und seiner Anwendung zu beschäftigen haben, ein guter Ratgeber sein und kann bestens empfohlen werden. Nakonz.

Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbelastungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton. Von Alfred Mehmel. IV u. 74 S. mit 30 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 6,60 R.-M.

Die Kenntnis des Widerstandes der Baustoffe unter oftmals wiederholten Belastungen, wie sie in unseren Bauwerken auftreten, ist streng genommen eine Vorbedingung für gute technisch-wissenschaftliche Arbeit. Diese Kenntnis kann in dem wünschenswerten Umfange nur durch den Versuch gewonnen werden.

Die großen Ingenieure, die die Baustofforschung begründet haben, sind selbstverständlich an der soeben bezeichneten Aufgabe nicht vorbeigegangen. In Deutschland waren es vor allem Wöhler, Bauschinger, Bach und Martens, die das Verhalten der Baustoffe unter wiederholter Belastung verfolgt und die Grundlagen unserer Erkenntnisse geschaffen haben. Durch zahlreiche ausländische und deutsche Arbeiten sind die Feststellungen erweitert und den Erfordernissen folgend verbreitert worden.

In neuerer Zeit hat sich der Leiter der Karlsruher Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton, Professor Dr.-Ing. Probst, der Erforschung des Verhaltens des Betons unter Belastung neu zugewandt. Mehmel berichtet über die ersten Beobachtungen aus diesen Forschungen.

Nach einer Einleitung, die auf einen Teil der älteren Erkenntnisse hinweist, wird die gestellte Aufgabe skizziert. Durch Beobachtung der Formänderung von Prismen unter Druckbelastung wurden Aufschlüsse über die Veränderlichkeit der Elastizität in Abhängigkeit von der Art und Größe der Belastung gesucht. Bei Beschreibung der Versuchsdurchführung ist auf die geometrischen Fehler der Versuchsanordnung eingegangen, die als nicht wesentlich zu bezeichnen waren. Wichtiger erscheint, daß die Elastizität der Versuchskörper an sich mit fortschreitendem Alter durch fortschreitendes Austrocknen usf. mehr oder minder veränderlich sein kann, wodurch die Deutung der Ergebnisse langdauernder Versuche erschwert wird, dem Leser insbesondere, weil Mehmel nur eine Auslese seiner Beobachtungen mitteilt.

Bei der Besprechung der Ergebnisse führt Mehmel Bezeichnungen ein, die zum Teil aus der Metallforschung unter anderen Umständen bekannt sind und bei Beton bisher nicht angewandt wurden. Drei davon seien hier besprochen.

Der Umstand, daß Beton, der zahlreichen hohen Druckbelastungen unterworfen wurde, die rd. 0,6 der gewöhnlichen Druckfestigkeit betragen (also nach den älteren Erkenntnissen fortdauernd nicht ertragen werden), unter Belastungen bricht, die kleiner sind als die gewöhnliche Druckfestigkeit, wird als „Ermüdung" bezeichnet. Die damit verbundene Erscheinung, daß der Beton fortdauernd nachgiebiger wird, gilt bei Mehmel als Kennzeichen der „Ermüdung". Das Wort Ermüdung stammt aus einer Gepflogenheit, die irreführend ist und die — wie R. Baumann[1]) gezeigt hat — von einer falschen Übersetzung des Wortes „fatiguer" herrührt. Die Baustoffe werden nicht müde, sondern durch häufige Überanstrengung zum Bruch gebracht. Wenn es sich um Müdewerden handelte, müßte die Ruhe zur Wiederherstellung führen, was eben nicht der Fall ist.

Die zeichnerische Darstellung der Beziehungen zwischen Druckbelastung und Zusammendrückung des Betons bei erstmaliger Prüfung, also die Kurve der 1. Prüfung, wird die „jungfräuliche" Kurve genannt. Abgesehen von der Eigenart des Wortes erscheint sie nicht geeignet, eindeutig technische Vorstellungen zu fördern.

[1]) Z. d. Bayerischen Revisionsvereins 1924, Heft 8.

Beim Steiferwerden des Betons durch oftmalige Belastung in gewissen Grenzen — eine Erscheinung, die schon lange bekannt ist — wird von „Verfestigung" gesprochen. Ist das angängig, wenn unter Verfestigung bei Metallen etwas ganz anderes verstanden wird, auch wenn eine Erhöhung der Festigkeit durch diesen Vorgang nicht nachgewiesen werden kann?

Auf die Ergebnisse kann hier nicht weiter eingegangen werden. Im ganzen bilden sie eine wertvolle Bestätigung der bisher vorliegenden Erkenntnisse und der darauf begründeten Anschauungen, ohne daß den Schlußfolgerungen Mehmels immer zugestimmt werden kann, um so mehr, als es sich hier um wenige Versuchskörper handelt, deren Komponenten in ihren Eigenschaften nicht verfolgt sind.

Die Wichtigkeit der Forschungen, zu denen die vorliegende Arbeit gehört, ist schon eingangs betont worden. Die Fachwelt wird es begrüßen, wenn von verschiedenen Seiten an die vielgestaltigen Aufgaben herangetreten wird. So wünschen wir auch den Karlsruher Arbeiten erfolgreichen Fortgang. Otto Graf.

Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. Heft 55 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 31 S. mit 14 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 3,90 R.-M.

Über die mit Baugeräten der Firma Gebr. Rank, München, in den Jahren 1916 und 1917 vom mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule zu München ausgeführten Versuche mit dem Beton-Gießverfahren wird von Prof. Schmeer, dem Hauptkonservator des Laboratoriums, eingehend berichtet. Die infolge der Ungunst der Kriegszeit nur teilweise durchgeführten Versuche haben zu folgenden Ergebnissen geführt, die inzwischen zum Teil schon anderweitig festgestellt sind:

1. „Durch das Gießverfahren mittels Rinnen wird ein ungünstiger Einfluß auf die Festigkeit des Betons nicht ausgeübt." Die Festigkeit des Rinnenbetons ist nicht geringer als die des unmittelbar aus der Mischmaschine entnommenen Betons.

2. „In den Rinnen findet ebenso wie beim Transport durch Rollwagen eine Entmischung der Betonmasse statt, die jedoch bei Verwendung strengflüssiger, nahezu weicher Betonmasse von geeigneter Zusammensetzung und bei mäßigem Gefälle der Rinnen (20 bis 30°) gering ist und, wie die Erfahrung gezeigt hat, bei sachgemäßer Ausführung der Bauwerke auf die Beschaffenheit des Betons keinen nachteiligen Einfluß ausübt." Bei der Herstellung von Säulen ist — besonders bei Verwendung leichtflüssiger Betonmasse — die Gefahr der Entmischung nicht unerheblich, sie ist durch geeignete Maßnahmen fernzuhalten.

Hierzu sei bemerkt, daß die bei den Versuchen festgestellte geringe Entmischung wesentlich darauf zurückzuführen sein wird, daß bei den Versuchen jeweils nur kleine Betonmassen in den Rinnen herabflossen. Wenn das Mischgut in ununterbrochenem Strom die Rinnen durchläuft, tritt bei richtiger Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe keinerlei Entmischung, vielmehr eine weitere Durchmischung der Betonmasse ein.

3. Die bei den Versuchen festgestellten Würfelfestigkeiten liegen innerhalb der von Graf ermittelten Grenzkurven (Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton), und zwar, was besonders bemerkenswert ist, näher an der Kurve der Höchstwerte.

4. „Für die Ermittlung der Würfelfestigkeit des Gußbetons hat sich die Verwendung eiserner Formen zur Herstellung der Probewürfel als am günstigsten hinsichtlich Sicherheit und Höhe der Mittelwerte erwiesen."

Die Verwendung von Holzformen für die Herstellung von Probewürfeln kann insofern leicht zu allzu günstigen Ergebnissen führen, als durch die aufsaugende Wirkung des Holzes und durch die Fugen dem Mischgut Wasser entzogen und dadurch der Zementleim wasserärmer, also der Zementstein ärmer an Wasserporen und damit fester wird. Bei den kleinen Würfeln ist aber die Oberfläche der Schalung verhältnismäßig viel größer als bei Bauwerken, mögen es auch noch so dünnwandige Eisenbetonkonstruktionen sein; die Wasserentziehung durch die Holzformen ist also viel größer als bei Bauten, bei denen im übrigen auch vielfach alte, bereits stark mit Zementmilch gesättigte und daher undurchlässige Schaltafeln verwandt werden. Demnach werden die in eisernen Formen hergestellten Probewürfel ein zuverlässigeres Bild von der Mindestfestigkeit des Betons im Bauwerk geben als in Holzformen hergestellte Würfel.

Für die Förderung des Beton-Gießverfahrens wäre es erwünscht gewesen, wenn der Bericht über die bereits 1916 und 1917 ausgeführten Versuche bald nach ihrem Abschluß erschienen wäre. Gaye.

Bericht über die Besichtigung von Teerstraßen im rheinisch-westfälischen Industriegebiet und in Godesberg a. Rh. nebst Umgebung. Von Prof. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 35 S. mit 16 Abb. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis brosch. 1,— R.-M., Vorzugspreis für Mitglieder 0,75 R.-M.

Der Bericht ist ein wertvoller Beitrag zur Frage, welche Fortschritte der Teerstraßenbau gemacht hat. Es sind die verschiedenen Bauweisen — Kalt- und Heißeinbau — aus früherer und neuester Zeit besichtigt, und der Zustand ist so eindeutig als möglich festgestellt. Mit Rücksicht auf die bisher geringe Liegedauer vieler Decken hat der Besichtigungsausschuß kein endgültiges Urteil fällen können. Dennoch gewinnt man einen günstigen Eindruck von dem durchaus objektiv gehaltenen Bericht. Man kann also nur jedem, der sich über Teerstraßenausführungen unterrichten will, empfehlen, die Schrift zur Hand zu nehmen. Da beabsichtigt ist, solche Besichtigungsfahrten zu wiederholen, wird dieser Bericht mit den späteren wertvolle Dokumente für den Straßenbau im allgemeinen, sowie insbesondere für den Teerstraßenbau abgeben. Schon aus diesem Grunde muß jeder Straßenbaufachmann die Schrift besitzen. Dr.-Ing. E. Neumann.

Der Tunnel. Anlage und Bau. II. Band, 2. Lieferung. Von Dr. G. Lucas in Dresden. 338 S. mit 360 Abb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 13,80 R.-M.

Nachdem im Jahre 1920 der erste Band und im Jahre 1924 vom zweiten Bande die erste Lieferung erschienen ist, liegt nunmehr von diesem auch die zweite Lieferung vor. Damit ist ein Werk abgeschlossen, das als das einzige neuere allgemeine und selbständige Werk über Tunnelbau bezeichnet werden darf: die andern neueren Werke über dieses Baugebiet beschäftigen sich entweder mit Sonderarten von Tunneln oder sind als Teile von größeren Sammelwerken erschienen. Damit soll über sie jedoch kein Werturteil ausgesprochen werden.

Die zweite Lieferung des zweiten Bandes behandelt den vorläufigen Ausbau im Schacht und im Vollausbruch, die Ausführung des Vollausbruches, die Herstellung des Tunnelmauerwerkes, die Lehrgerüste, die Hilfsanlagen beim Tunnelbau und die Beaufsichtigung und Unterhaltung bestehender Tunnel, sowie Tunneleinstürze und deren Wiederherstellung; sie bringt als Anhang ein Verzeichnis der im Werke erwähnten Tunnel und ein Verzeichnis der Werke und Abhandlungen über Tunnelbau und benachbarte Gebiete.

Auch für diesen letzten Band gilt, was als Richtlinie für das ganze Werk aufgestellt wurde: Er verbindet möglichst erschöpfende Behandlung des Stoffes mit Kürze der Darstellung. Wie schon früher erwähnt, werden diese Bestrebungen wesentlich gefördert durch die zahlreichen, auf das sorgfältigste hergestellten Abbildungen. Lobend hervorzuheben ist die klare und flüssige Darstellung, die das Studium des stellenweise doch wirklich etwas spröden Stoffes sehr angenehm macht.

In dem Abschnitt 5, „Vorläufiger Ausbau", würde ich wünschen, daß unter den Verfahren zum Schachtabteufen das Versteinungsverfahren (das, entsprechend dem neueren Sprachgebrauch, besser so, nicht Zementier- oder Versteinerungsverfahren genannt wird) etwas mehr betont wäre, da es tatsächlich immer mehr an Bedeutung gewinnt und Anwendung erfährt. Auch für den Tunnelvortrieb kann es unter Umständen sehr brauchbar sein. Ebenso erscheinen mir die Senkschächte in diesem Abschnitt etwas knapp behandelt.

Als besonders wertvoll möchte ich das im Anhang gegebene Verzeichnis von ausgeführten Tunneln betrachten, das allein dreieinhalb Seiten umfaßt, und die Übersicht über Werke und Abhandlungen über Tunnelbauten und benachbarte Gebiete, die auf ebenfalls dreieinhalb Seiten gute Vollständigkeit bietet.

Jedenfalls ist dem Verfasser für sein Werk der Dank der Fachwelt sicher; das Buch kann jedem Bauingenieur auf das wärmste empfohlen werden. Dr.-Ing. F. Kögler.

Verdingungsordnung für Bauleistungen. Allgemeine Vergebungsbestimmungen und Vertragsbedingungen für Bauleistungen. Aufgestellt vom Reichs-Verdingungs-Ausschuß. DIN-Taschenbuch 5. 42 S. Berlin 1926. Beuth-Verlag G. m. b. H. und Bauwelt-Verlag. Verbindliche Buchausgabe, DIN 1960 und 1961. Preis 1 R.-M.

Als Ergebnis einer mehr als fünfjährigen Arbeit legt der Reichs-Verdingungs-Ausschuß die endgültige Fassung der „Verdingungsordnung für Bauleistungen" vor. Vor einigen Monaten wurden als abgeschlossenes Teilgebiet die „Technischen Vorschriften für Bauleistungen" festgesetzt, genehmigt und der Öffentlichkeit übergeben. Während diese „Technischen Vorschriften für Bauleistungen" Bestimmungen über Baustoffe und Bauausführungen enthalten, beschäftigen sich die beiden anderen jetzt erschienenen Abschnitte mit den Formen der Vergebung, der Art des Angebotes, mit der Wahl des für den Zuschlag in Frage kommenden Angebots, mit Vertragsstrafen, Gewährleistungsfristen usw. Es hat sich herausgestellt, daß sich in Gemeinschaftsarbeit zwischen den Auftraggebern und den Auftragnehmern Richtlinien für alle diese Fragen aufstellen lassen, die für das ganze Reichsgebiet gelten und nunmehr zur Grundlage der Abwicklungsform aller Geschäfte zwischen Baubehörden, Architekten und Baugeschäften, Bauhandwerkern und Baustofflieferern und der Bauindustrie werden. Wichtig ist, daß dem Auftraggeber nur so viel Rechte zuerkannt werden, wie er billigerweise beanspruchen darf, und daß dem Bauausführenden nur so viel Pflichten auferlegt werden, wie er ebenfalls unbedenklich auf sich nehmen kann. Das gemeinsame Ziel ist, daß gute Arbeit preiswert geleistet wird. Mit dieser „Verdingungsordnung für Bauleistungen" ist ein Werk geschaffen, das für jeden am Bau Beteiligten ein unentbehrliches Handbuch über seine Pflichten und Rechte im baugewerblichen Geschäftsverkehr bedeutet. Ls.

Technische Vorschriften für Bauleistungen. Aufgestellt vom Reichs-Verdingungs-Ausschuß. DIN-Taschenbuch 3. Berlin 1926. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis 2 R.-M.

Grundsätzlich ist für die Bearbeitung dieses verdienstvollen Buches, das die Ergänzung zu den vorstehend besprochenen „Allgemeinen Vergebungs- und Vertragsbestimmungen" bildet, der Gedanke maßgebend gewesen, den besten Regeln der Technik entsprechende Vorschriften für Werkstoffe und Ausführung aufzustellen, ohne die Wirtschaftlichkeit des Bauens durch übertriebene Forderungen zu beeinträchtigen. Hierbei sind Nebenleistungen, d. s. solche Leistungen, die ohne besondere Entschädigung mit der Hauptleistung auszuführen sind, endgültig festgelegt worden. Außerdem sind für das Aufmaß und die Abrechnung bestimmte Regeln angegeben, die auch für das Veranschlagen eine einheitliche Grundlage bieten.

Die neuen Vorschriften, die die Bauarbeiten nach den einzelnen Baugewerben getrennt behandeln, zeigen deutlich, daß es bei strenger Sachlichkeit wohl möglich ist, die verschiedenen Belange der Auftraggeber und -nehmer auszugleichen und für das ganze Reichsgebiet einheitliche Richtlinien zu finden, die für Sonderfälle nach örtlichem Gebrauch nötigenfalls ergänzt werden können.

Es ist zu wünschen, daß die vorliegende, in sich abgeschlossene Arbeit als Leitfaden für eine einwandfreie Bauausführung bald Gemeingut aller bauenden Kreise werde; jedenfalls ist ihre weitgehende praktische Anwendung dringend und warm zu empfehlen. Ls.

Statik für Baugewerkschulen und Baugewerksmeister. 2. Teil: Festigkeitslehre. Von K. Zillich, Reg.- u. Baurat. 9. Auflage. Mit 125 Abb. und 157 S. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis kart. 3,40 R.-M.

Das bekannte Büchlein liegt in neuer Auflage vor. Es berücksichtigt in genügender Ausführlichkeit den Stoff aus der Festigkeitslehre, der für den Unterrichtsbetrieb an unseren Baugewerkschulen in Frage kommt. Wünschenswert erscheint mir für eine Neuauflage die Einführung eines Rechnungsbeispieles für einen gemauerten Stützpfeiler, sowie eines Rechnungsbeispieles für den zusammengesetzten Eisen- oder Holzquerschnitt einer Stütze. Ebenso erwünscht wäre, daß bei einer Neuauflage auch den Festigkeiten und zulässigen Beanspruchungen des Holzes in größerem Umfange Rechnung getragen würde. Für den neuzeitlichen Holzbau, der für den Baugewerkschüler ebenso wichtig ist wie der Eisenbau, spielen diese Fragen eine immer wichtiger werdende Rolle. Immerhin erscheint das Büchlein auch in der vorliegenden Bearbeitung für die Zwecke des Unterrichtes an den Baugewerkschulen durchaus geeignet. Druck und Ausstattung lassen nichts zu wünschen übrig. C. Kersten.

Nieten und Schweißen der Dampfkessel. Von E. Höhn. 146 S. mit 154 Abb. u. 28 Zahlentafeln. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 8 R.-M.

Für die Leser der „Bautechnik" ist diese klar geschriebene Arbeit besonders vom Standpunkte des Eisenbaues beachtenswert, der es entgegen dem Kesselbau fast ausschließlich mit Festigkeitsnieten zu tun hat.

Untersucht man die Vorteile, die man erreicht, wenn man die Anschlüsse eines Eisenbauwerkes anstatt durch Nieten durch Schweißen herstellt, an Hand der Forderungen, die ich in meinem Heftchen[1]) über die Verbesserung der Nietanschlüsse auf den Seiten 3 u. 4 aufgestellt habe, so ergibt sich folgendes:

1. Auch durch Schweißen läßt sich ein Sicherungsüberschuß im Anschluß zugunsten der Verbindung gegenüber dem Stabe ohne weiteres erzielen, und zwar unter denselben Bedingungen wie in einer Nietverbindung.

2. u. 3. Bezüglich dieser Forderungen bedeutet eine Verbindung durch Schweißen einen Vorteil gegenüber einer Nietverbindung. Höhn weist nach, daß bei einer Schweißverbindung der günstigste Zustand, bei dem sich die verbundenen Glieder nicht wesentlich gegeneinander verschieben, länger erhalten bleibt, womit auch die gleichmäßige Verteilung der Stabkräfte über die Anschlußelemente länger gewährleistet ist. Demgemäß sind gegenüber einer Nietverbindung in einer Schweißverbindung bei gleicher Beanspruchung die Verschiebungen der verbundenen Glieder gegeneinander kleiner und ist auch die Verteilung der Stabkraft auf die einzelnen Anschlußelemente weniger ungleichmäßig, wodurch die Spannungsverteilung der angeschlossenen Stäbe günstig beeinflußt werden muß. Ich führe das darauf zurück, daß an einer Schweißverbindung auch bei höherer Beanspruchung das Gleiten fortfällt, das in einer Nietverbindung eintreten muß, bis sich die Nietschäfte satt gegen die Lochwandungen legen. Wenn auch nach meinem Vorschlage auf S. 25 meines Heftchens durch eine Änderung des üblichen Nietverfahrens sich eine Verbesserung in dieser Beziehung zugunsten der Nietverbindung erzielen läßt, so bin ich doch der Ansicht, daß die Schweißverbindung hier nicht erreicht werden kann. Es müßte denn sein, daß es möglich ist, die Nietschäfte im Loch so weit zu erhitzen, daß sie mit der Lochleibung verschweißen.

4. Falls sich im Eisenbau die Herstellung der Anschlüsse durch Schweißen als zweckmäßig erweisen sollte, so dürfte sich auch ein Weg finden lassen, daß das Schweißen nicht teurer ist als das Nieten.

Doch hat das Schweißen zwei große Nachteile gegenüber dem Nieten. Man ist beim Nieten im Gegensatz zum Schweißen verhältnismäßig unabhängig von der Gewissenhaftigkeit und Geschicklichkeit des Nieters. Man kann ferner auch am fertigen Bauwerk die Güte des einzelnen Nietes noch nachprüfen und kennt auch am fertigen Bauwerk noch die Eigenschaften und die Güte des Nietmaterials und damit die Mindestkraft, die ein Niet noch aufnehmen kann, auch wenn er selbst nicht einwandfrei geraten ist. Diese Sicherheiten sind in diesem Umfange nur dem Eisenbau zu eigen. Man müßte sie — wenigstens heute noch — aufgeben, wenn man die Anschlüsse durch Schweißen herstellen würde. Höhn gibt auch in seinem Heft zu, daß man bezüglich der Güte der Schweißung doch sehr auf die Gewissenhaftigkeit und Geschicklichkeit des Schweißers angewiesen ist und daß die Güte einer Schweißung durch allerhand Nebenumstände stark beeinflußt wird. Hinzukommt, daß die wichtigsten Niete im Eisenbau, die Niete in den Anschlüssen, zum Teil auf der Baustelle geschlagen werden. Auf der Baustelle müßten also auch die wichtigsten Schweißverbindungen hergestellt werden, d. h. an ungünstigen, schwer zugänglichen Stellen, auf Gerüsten und im Freien — alles Umstände, die für das Schweißen viel ungünstiger sind als für das Nieten.

Das soll nun nicht heißen, daß die Anwendung des Schweißverfahrens in den Anschlüssen für den Eisenbau aussichtslos ist und nicht weiter verfolgt werden sollte, sondern ich möchte damit lediglich sagen, daß

[1]) Dörnen, Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

die heutigen Verfahren bei ihrer Anwendung die Zuverlässigkeit der Eisenbauweise beeinträchtigen würden. Der Eisenbau hat m. E. das größte Interesse daran, die Anwendung des Schweißverfahrens zu beobachten und sich nach Möglichkeit dienstbar zu machen. Das Werkchen von Höhn kann jedem Eisenbauer hierbei nur dringend zur Durcharbeit empfohlen werden. Mit außerordentlich großem Fleiße hat der Verfasser seine umfangreichen Versuche an Schweiß- und Nietverbindungen durchgeführt, miteinander verglichen und klar ausgewertet. Die Ergebnisse und Folgerungen sind für jeden Eisenbauer von größtem Belang. Dörnen.

Bauaufsicht und Bauführung. Von G. Tolkmitt †. 288 S. mit 120 Abb. 5. Auflage. Herausgegeben von Oberbaurat M. Rendschmidt. 2. Band: Einleitung, Ausführung und Unterhaltung von Hochbauten. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Preis geh. 8,10 R.-M., geb. 9.— R.-M.

Nach langer Zeitspanne beginnt das bekannte dreibändige Werk in neuer, fünfter Auflage zu erscheinen. Die gewaltigen Fortschritte, die inzwischen auf allen Gebieten des Bauwesens zu verzeichnen sind, haben eine gründliche Umarbeitung des Stoffes erforderlich gemacht. — Von der Sammlung liegt zunächst Band 2 vor; er umfaßt die Einleitung, Ausführung und Unterhaltung von Hochbauten.

Der erste Abschnitt enthält die Vorbereitungen auf der Baustelle und ihre allgemeine Einrichtung, Ausstattung des Baubureaus sowie Buch- und Dienstführung mit einem Überblick über die wichtigsten in Frage kommenden Gebiete der sozialen Gesetzgebung.

Der zweite Abschnitt behandelt zuerst die geschäftlichen Vorarbeiten von der Aufstellung des Entwurfes bis zur Vergabe der Arbeiten. Nach den einzelnen Stufen des Baufortschrittes (wie Rohbau, Ausbau, Nebenanlagen usw.) geordnet folgen für die verschiedenen Arbeitsgebiete (Maurer, Zimmerer usw.) praktische Angaben und Hinweise über Eignung und Auswahl von Baustoffen und Bauweisen. Die vom Reichs-Verdingungs-Ausschuß aufgestellten technischen Vorschriften für Bauleistungen (Dinorm Blatt 1961/1985) sind dabei in weitem Maße berücksichtigt.

Der nächste Abschnitt umfaßt die zur Übergabe und Abrechnung erforderlichen verwaltungstechnischen Angelegenheiten; Erläuterungen zur erfolgreichen Beaufsichtigung und Instandhaltung von Hochbauten werden im vierten Abschnitt gebracht. Als letzter Abschnitt sind die bei Umbauten notwendigen Vorarbeiten und die dazugehörige Bauausführung selbst erörtert.

Die Behandlung des Stoffes ist knapp und klar, dabei jedoch besonders den bei behördlichen Auftraggebern vorliegenden Verhältnissen angepaßt. Das Buch sei daher vor allem den in Vertretung der Bauherrschaft tätigen Bauleitern zur Beachtung bestens empfohlen, damit einerseits einwandfreie Ausführungen erzielt, anderseits unnötige Härten dem Unternehmer gegenüber vermieden und eine für beide Teile befriedigende Abwicklung gewährleistet werden. Auch der mit der Bauausführung betraute Ingenieur findet in diesem Bande viel Wissenswertes zusammengestellt. Dr.-Ing. Roll.

Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. 3. Aufl. Herausgegeben von Oberregierungsbaurat a. D. E. Frey. II. Bd. Bohröle bis Elektrum. 808 S. mit zahlreichen Abbildungen. Berlin und Leipzig 1926. Deutsche Verlagsanstalt Stuttgart. Preis in Hld. geb. 45 R.-M.

Die am Schlusse der Besprechung des I. Bandes (s. „Die Bautechnik" 1926, Heft 25, S. 352) ausgesprochene Hoffnung, daß die noch fehlenden Bände nicht allzulange auf sich warten möchten, so daß die ersten Bände beim Abschluß des Werkes noch nicht veraltet sind, ist erfreulicherweise bezüglich des vorliegenden II. Bandes nicht getäuscht worden, denn dieser ist nur wenige Monate nach dem I. Bande erschienen.

Auch in dem neuen Bande sind die meisten Abhandlungen neu von tüchtigen, bekannten Fachmännern der einzelnen Gebiete bearbeitet worden, so daß, soweit sich das durch Stichproben überhaupt feststellen läßt, in allen Teilen der heutige Stand der Technik gewahrt erscheint.

Von größeren Abhandlungen bautechnischen Inhaltes sei insbesondere hingewiesen auf die von Melan bearbeiteten Stichwörter Bolzenverbindung, Brücken, Eisen- und Eisenbetonbrücken, ferner auf Mörsch: Druck (exzentrischer), Einspannung, Eisenbeton; Maier-Leibnitz: Dachkonstruktion (eiserne), Einflußlinien, Eingeschoßbauten, Eisenbauweise, Elastizitätsgleichungen der Baustatik; Rudeloff: Dauerversuche (mit reicher Angabe von Literatur); J. Brix: Drainage; Dolezalek: Bohr- und Sprengarbeit. Die verschiedenen Abhandlungen für das Stichwort Eisenbahn und ähnliches stammen von Reuleaux, Kübler, Cauer (Betrieb), Dauner (Wagen und Bremsen), Loercher (Elektrische Eisenbahn), Kübler (Drehscheiben). Etwas stiefmütterlich behandelt sind (von Senfft) die Decken; recht hübsch ist die kleine Abhandlung von Ammann über Brunnengründung. Aus anderen Gebieten erwähne ich nur die umfangreichen, wichtigen Abhandlungen von O. Herre über Dampfmaschinen (25 S.) und namentlich die von G. Zerkowitz über Dampfturbinen (28 S.).

Naturgemäß wird der Fachmann jedes Gebietes hie und da Lücken finden und nicht alle seine Wünsche voll befriedigt sehen; das läßt sich aber bei einem solchen Sammelwerk nun einmal nicht ändern.

Auch bei dem II. Bande muß der besonders guten Ausstattung lobend gedacht werden, die der Verlag dem Werke zuteil werden läßt. Leider sind die Lichtbilder nicht durchweg scharf geraten (s. z. B. den Artikel „Drehen"), was wohl an der Wahl des Druckpapiers liegen mag.

Alles in allem läßt auch der II. Band deutlich erkennen, daß Herausgeber, Mitarbeiter und Verlag vereint, ihrer schwierigen Aufgabe wohl bewußt, tüchtige Arbeit leisten, so daß man hoffen darf, in kurzer Zeit wieder über ein vollständiges, vortreffliches, zeitgemäß bearbeitetes technisches Lexikon verfügen zu können. Ls.

Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands, Abflußjahr 1922, herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1925, Verlag von Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Preis 30,40 R.-M.

Dem ebenfalls im Jahre 1925 erschienenen Jahrbuch für das Abflußjahr 1918 folgt nun außerhalb der üblichen Folge der Jahrgänge das Jahrbuch für das Abflußjahr 1922. Das Erscheinen der vorausgehenden Jahrgänge 1919 mit 1921 wird für 1927 in Aussicht gestellt; damit wird dann die Aufarbeitung des während der Nachkriegszeit angefallenen Beobachtungsmaterials, die auch bei anderen Instituten ähnlicher Art durch die Ungunst der Verhältnisse verzögert wurde, ihren Abschluß finden.

Das vorliegende Jahrbuch stellt ein in sich abgeschlossenes Ganzes dar, da an der bisher geübten Wiedergabe aller Begriffserklärungen und -Erläuterungen festgehalten und dadurch ein Heranziehen anderer Jahrgänge beim Gebrauch nicht nötig wird. Es enthält in sorgfältiger Auswahl die wichtigsten Teile des der Landesanstalt erreichbaren (eigenen und fremden) Beobachtungsmaterials, sowie dessen Verarbeitung, und von einem großen Teil diese allein, während über das gesamte Material Übersichten Aufschluß geben. Der Zeitraum, den das Jahrbuch umfaßt, erstreckt sich nicht auf das Kalenderjahr, sondern auf ein „Abflußjahr", das am 1. November beginnt, um die Abflußerscheinungen des Winters nicht auseinanderzureißen. Als Neuerung werden vom Jahre 1921 an anstatt der früher veröffentlichten Zusammenstellung der Punkte, an denen in Preußen Grundwasserbeobachtungen gemacht worden sind, die Messungsergebnisse über Grundwasserstände mitgeteilt.

Das Jahrbuch ist in sieben Teile gruppiert, was auch äußerlich durch Teilung in sieben Einzelhefte von 20 bis 40 Seiten kenntlich gemacht ist. Der allgemeine Teil enthält neben allgemeinen Erläuterungen und einem alphabetischen Pegelverzeichnis in getrennten Abschnitten Übersichten über die Wasserstands- und Eisverhältnisse der im Jahrbuch behandelten Stromgebiete. In kurz gefaßter und klarer Darstellung sind die Verhältnisse des Abflußjahres geschildert, die Besonderheiten und Abweichungen vom langjährigen Mittel hervorgehoben und ihre meteorologischen Ursachen angegeben. Jeder Beschreibung folgt eine Tabelle mit den Hauptzahlen der Wasserstände des Abflußjahres für die wichtigsten Pegel, mit den entsprechenden Durchschnittszahlen für die Jahresreihen 1896/1915 und endlich mit dem Unterschiede der Hauptzahlen für das Abflußjahr gegen die gleichartigen Durchschnittszahlen.

Die Beobachtungsgrundlagen selbst und ihre Verarbeitungen im einzelnen sind in weiteren sechs Heften enthalten, die nach den Stromgebieten 1. der Memel, des Pregels und der Weichsel, 2. der Oder, 3. der Elbe, 4. der Weser und Ems, 5. des Rheins und 6. der kleineren, unmittelbar der Ostsee und der Nordsee zufließenden Wasserläufe gegliedert sind.

Jedes Heft beginnt mit dem Verzeichnis der Pegel nach dem Gewässernetz; dann folgen für die wichtigeren Pegel die täglichen Beobachtungen unter Kennzeichnung der niedersten und höchsten Stände, mit den Monats- und Jahresmitteln und den Hauptzahlen des langjährigen Mittels, sowie Angaben über die Eisverhältnisse, während für die weniger wichtigen Pegel nur die Hauptzahlen mitgeteilt werden. Ebenfalls in tabellarischer Form sind die Monats- und Jahreshäufigkeiten zusammengestellt.

Über die Wasserführung sind zusammenhängende Angaben nicht gemacht, sondern lediglich die ausgeführten Wassermessungen und deren wichtigste Daten mitgeteilt.

Eine sehr wichtige Einrichtung des Jahrbuches, die bei ähnlichen Veröffentlichungen Nachahmung verdient, ist ein für jedes Stromgebiet gesondert aufgestelltes Verzeichnis der Gefällaufnahmen, der Aufnahmen von Flußquerschnitten und der Beobachtung von Wassertemperaturen, mit Angabe des Ortes, der Zeit, des Umfanges, des Zweckes und der Dienststelle, von der die Aufnahmen gemacht und von der sie aufbewahrt werden. Durch eine so sorgfältige jährliche Registrierung, wie sie hier gegeben ist, wird das reiche, im Laufe der Zeiten geschaffene Material nicht nur dem praktischen Ingenieur wie dem Wissenschaftler erst überhaupt zugänglich gemacht, sondern auch vor der Gefahr des allmählichen Unterganges infolge Nichtbeachtung bewahrt, um so auch nach langer Zeit wieder Verwendung finden zu können; sind doch gerade bei wasserwirtschaftlichen Fragen Unterlagen über größere Zeiträume unerläßlich. Damit ist der Hauptzweck des Jahrbuches, durch die Zusammenfassung aller einschlägigen Beobachtungen für alle möglichen wasserwirtschaftlichen Arbeiten eine Grundlage zu bieten, in vollkommener Weise erfüllt. Düll.

Beton-Kalender 1927. Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. Herausgegeben vom Verlage der Zeitschrift „Beton u. Eisen". XXI. Jahrgang. 2 Teile mit 996 Textabbild. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis Teil I geb., Teil II kart. 7,20 R.-M.

Der soeben erschienene neue Jahrgang des allgemein bekannten Kalenders zeigt wiederum die als zweckmäßig erkannte Teilung in zwei Bände. Der erste Band, der wie bisher die Hilfswissenschaften und die amtlichen und fachlichen Vorschriften behandelt, bringt wesentliche Verbesserungen und Neuerungen, besonders das Kapitel Zementmörtel und Beton. Bei der statischen Berechnung der Eisenbetonbauten ist eine neue Berechnungstafel für einfach bewehrte Platten von Kurt Bernhard eingefügt, außerdem der wichtige Teil über Schubspannungen umgearbeitet und die Trochesche Bemessungstafel für umschnürte Säulen aufgenommen worden. In den deutschen Eisenbetonbestimmungen 1925 sind die neuen amtlichen Berichtigungen berücksichtigt worden. Neu aufgenommen sind die dänischen Normen und einige Bemerkungen über die norwegischen und griechischen Bestimmungen. Von sonstigen Neuerungen seien erwähnt die Aufnahme der deutschen Normen für Mauerziegel (Backsteine) (Din 105) vom 1. August 1922 sowie der Allgemeinen Vertragsbedingungen

für die Ausführung von Bauleistungen (Din 1961) vom Mai 1926 und der Technischen Vorschriften für Bauleistungen bei Beton- und Eisenbetonarbeiten (Din 1967) vom Oktober 1925. Auch die Gebührenordnungen für Ingenieure und für Architekten findet man in ihrer jüngsten Fassung wiedergegeben.

Im zweiten Bande sind die Kapitel Veranschlagen und Bauausführung nach dem Stande zeitgemäßer Bauwirtschaft und Bauerfahrung durchgreifend neu gestaltet worden; das reiche Material des Kapitels Rohre erscheint diesmal in übersichtlicher, lückenfreier Gestalt; die Balkenbrücken sind unter Beibehaltung von allem Wesentlichen stark gekürzt. Ganz neu hinzugekommen ist das Kapitel Städtischer Tiefbau, enthaltend die Städteentwässerung und Abwasserreinigung in vollständiger, leicht faßlicher Darstellung trotz der erforderlichen räumlichen Beschränkung. Endlich ist das Kapitel Staumauern um die Wehre erweitert worden.

Im nächsten Jahrgange (1928) sollen an Stelle der Kapitel Straßenbau, Wasserkraftanlagen und Staumauern (einschl. Wehre) voraussichtlich treten: Silos, Landwirtschaftliche Bauten, Wasserbau und Bergbau.

Der in allen Teilen gewissenhaft durchgearbeitete neue Jahrgang des Kalenders, dessen vortreffliche Ausstattung hohe Anerkennung verdient, wird durch seine reichhaltigen und zeitgemäßen zuverlässigen Angaben sicherlich den Beifall der Fachgenossen finden. Einer besonderen Empfehlung bedarf der Beton-Kalender heute, nach zwanzigjährigem Bestehen, nicht mehr. Ls.

Landeselektrizitätswerke. Von A. Schönberg u. E. Glunk. 398 S. mit 144 Abb., 4 Taf. und 56 Tab. München und Berlin 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 28 R.-M., geh. 26 R.-M.

In dem vorliegenden Buch, das Oskar v. Miller von seinen Mitarbeitern zum 70. Geburtstag gewidmet wurde, sind in großen Zügen die Grundsätze und Erfahrungen niedergelegt, nach denen im Ingenieurbureau Oskar v. Millers bei der Planung von Landeselektrizitätswerken verfahren wird.

Der erste Abschnitt zeigt den Aufbau der einander übergeordneten Versorgungsnetze eines großen Landesgebietes, die zweckmäßigsten Formen, die sich hierfür im Laufe der Zeit herausgebildet haben, sei es, daß es sich um Planung völlig neuer Versorgungsnetze handelt oder um den Zusammenschluß schon bestehender kleiner Netze zu einem einheitlichen Ganzen.

Abschnitt II „Vorerhebungen" behandelt vor allem die Ermittlung des vorhandenen und des künftigen Strombedarfs, die Feststellung der für dessen Deckung vorhandenen Kräfte und die Sammlung von Unterlagen für die neu auszubauenden Wasser- und Wärmekraftanlagen.

In Abschnitt III wird die Abgrenzung und Zusammenfassung der einzelnen, den Unterbau der Landesnetze bildenden Kreisnetze und die Einbeziehung noch unversorgter Gebiete besprochen. In ausführlicher Weise wird sodann die Verarbeitung des bei den Vorerhebungen gewonnenen Materials zur Feststellung des Strombedarfs in den verschiedenen Ausbaustufen und zu dessen Deckung durch vorhandene oder neu zu schaffende Kraftanlagen gezeigt.

Abschnitt IV bringt die Gesichtspunkte für die Beurteilung der zur Verfügung stehenden Kräfte, für die Verteilung der Leistung auf die verschiedenen Energiequellen, für die Bestimmung von Lage und Größe der zum Ausbau gelangenden Kraftwerke.

Abschnitt V gibt sodann eine Beschreibung der Einzelheiten der Wasser- und Wärmekraftanlagen, einschließlich Turbinen, Generatoren und Hilfseinrichtungen, Abschnitt VI Angaben über Anordnung und Berechnung der Leitungsnetze und Abschnitt VII Einzelheiten der Landesnetze. Diese Abschnitte beschränken sich selbstverständlich nur auf einen kurzen Überblick über den heutigen Stand der Technik auf dem Gebiete des Kraftanlagen- und Leitungsbaues. Ergänzt werden sie jeweils durch die Angabe der für eine generelle Berechnung ausreichenden Formeln für die Bemessung der Hauptteile von Wasser- und Wärmekraftanlagen, von Leitungsnetzen und Zubehörteilen.

Sehr wertvolle Angaben bringt Abschnitt VIII „Kostenberechnungen"; zahlreiche Zusammenstellungen, die auf Grund ausgeführter Anlagen erstellt wurden, erleichtern überschlägige Kostenberechnungen der in den Abschnitten V bis VII beschriebenen Konstruktionsteile; ferner wird die Berechnung der Betriebskosten und die Aufstellung von Wirtschaftlichkeitsberechnungen ziemlich eingehend erläutert.

Der letzte Abschnitt IX gibt noch einen Überblick über die verschiedenen Organisationsformen, in denen derartige Versorgungsnetze durchgeführt werden. Muster von Gesellschafts- und Konzessionsverträgen bilden auch hier wertvolle Anhaltspunkte.

Das vorliegende Werk gibt somit über sämtliche beim Bau und Betrieb von Landeselektrizitätswerken auftretenden Fragen Auskunft. Es ist für den mit derartigen Aufgaben betrauten Ingenieur, sei er Maschinen- oder Bauingenieur, schwer, sich über alle hierbei einschlägigen zahlreichen Gebiete aus Spezialwerken zu unterrichten. Das Buch von Schönberg und Glunk erteilt ihm hierüber in Kürze Aufschluß, wobei doch auf sämtliche wesentlichen Gesichtspunkte hingewiesen wird; für eingehende Ausarbeitungen müssen für die einzelnen Gebiete selbstverständlich Fachberater zugezogen werden. Zahlreiche sehr klar gegliederte Abbildungen erleichtern das Verständnis der Ausführungen, während umfangreiche Musterbeispiele und Tabellen, die aus ausgeführten Entwurfsarbeiten, besonders dem Bayern- und Thüringenwerk gewonnen wurden, dem Praktiker bei der Durchführung der Vorerhebungen über Stromverbrauch und Kraftbeschaffung, bei der Anordnung und Berechnung der Leitungsnetze und bei der Kostenermittlung sehr willkommen sein werden.

Die Darstellung ist so gewählt, daß sie auch für den Nichttechniker, der sich etwa als Jurist oder Volkswirtschaftler mit der Errichtung und Verwaltung von Landeselektrizitätswerken befassen muß, verständlich bleibt. Das Werk wird sich daher sowohl in Techniker- als auch in Nichttechnikerkreisen sicherlich viele Freunde erwerben. E. Salisko.

Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen. Von Dr.-Ing. Max Mayer. 66 S. mit 3 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 2,70 R.-M.

Wenn unsere Vorstellungen der Wirklichkeit soweit entsprechen, um unsere technischen Maßnahmen erfolgreich zu machen, so sagt man wohl stolz: „Wir beherrschen die Natur". „Aber sowohl das Durchschauen der natürlichen, stofflichen Verhältnisse wie das Vorausdenken künftiger Zustände ist dem menschlichen Geist nur in mangelhafter Weise möglich. Bei allem fortschreitenden Forschen und Sinnen bleibt unser Planen dem innersten Wesen nach ein Tasten und Raten" (S. 7).

Immerhin kommt uns folgendes zustatten. Das beabsichtigte Eintreten oder das beabsichtigte Nichteintreten einer Wirkung — die Hebung einer Last oder das Nichtzubruchgehen eines Tragwerkes unter einer Last — ist von zwei Voraussetzungen abhängig, von denen die eine — die Größe der Last — in gewissem Wortverstand gegeben ist, während wir über die andere — die Stärke des Kranes oder der Brücke — verfügen und so die beiden Voraussetzungen in Einklang bringen sollen. Bei den meisten technischen Aufgaben kommt es nun in erster Linie auf die Erfüllung einer Ungleichung an: wie z. B. die Festigkeit größer sein muß als die Beanspruchung. Weil man aber weder die eine noch die andere genau kennt, so macht man die vermutliche Festigkeit z. B. fünfmal so groß als die vermutliche Beanspruchung; man rechnet oder baut „mit fünffacher Sicherheit".

Diese „summarische Sicherheit", diese „Einschaltung eines riesigen rätselhaften Postens" (S. 8) in Gestalt eines Zuschlages von 400 % (S. 5) hält der Verfasser für unwirtschaftlich und unvereinbar mit dem Stande der technischen Wissenschaft und ihrer auf anderen Gebieten so weit entwickelten Methodik. Er will „feinere und gerechtere Unterscheidungen ermöglichen, als es die summarische Sicherheit gestattet" (S. 58) und uns von quälenden Zweifeln befreien, denen wir bei der bisherigen Rechnung ausgesetzt waren (S. 55). Als Abhilfe empfiehlt er das Rechnen mit „Grenzkräften" derart, daß man den Möglichkeiten einer ungewöhnlichen Höhe der Belastung und einer ungewöhnlich geringen Tragfähigkeit sorgfältig nachgeht, Grenzwerte für beide aufstellt und dann zwischen diesen Grenzwerten, deren gleichzeitiges Eintreten den Unfall bedeutet, nur noch einen kleinen Spielraum etwa von 25 % wahrt und dadurch einem „psychologischen Bedürfnis nach Sicherheit" Rechnung trägt (S. 6). „Wo bisher ein Gleichsetzen zwischen wahrscheinlichen mittleren, durchschnittlichen Werten stattfand, unter Anfügung eines (hohen) Sicherheitsfaktors, soll nunmehr im wesentlichen eine Ungleichung zwischen ungünstigsten Werten aufgestellt werden. Für alle mitsprechenden Umstände soll der ungünstigste Grenzfall angesetzt werden, der praktisch denkbar ist, und die Konstruktion soll so eingerichtet werden, daß man beim Zusammentreffen aller ungünstigsten Umstände erst nahe am Versagen, am Unfall ist" (S. 9).

So bringt der Verfasser die Frage schließlich auf die einfache Form (S. 20): regelrechte (mäßig ungünstige) Belastungen und vielfache Sicherheit (durch „zulässige Spannungen"), oder ungünstigste Annahmen für Angriff und Widerstand (Grenzkräfte) bei geringer Sicherheit? Als logische Widersprüche und Fehler des üblichen Rechnungsganges führt er S. 23 u. a. an, daß man dabei „mit einem Bruchteil der Festigkeit rechnet, gleichzeitig aber mit einem Seitenblick den Bruchzustand im Auge behalten will", in dessen Nähe vielfach die rechnerischen Voraussetzungen längst nicht mehr gelten, ferner daß bei der Berechnung von Kantenpressungen die n-fache Sicherheit ein ganz trügerischer Begriff ist (S. 53).

Wie man aus der Erfahrung oder, besser gesagt, aus einer genügend großen Anzahl von Beobachtungen auf ungünstigste Möglichkeiten schließen kann, lehrt das Gaussche Fehlerverteilungsgesetz und die sogenannte Kollektivmaßlehre, denen das zweite Drittel des kleinen Buches gewidmet ist. Hier hat der Verfasser, was ihm sicher nicht bekannt war, schon seit fast 50 Jahren in G. Hagen einen berühmten Vorgänger. Wir verweisen hierzu auf § 34 und § 38 des Hagenschen Buches „Grundzüge der Wahrscheinlichkeitsrechnung", 3. Aufl., Berlin 1882, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Der Gedanke des Herrn Mayer, die Festigkeitsberechnungen auf Wahrscheinlichkeitserwägungen aufzubauen, ist darin zweifellos in voller Klarheit vorweggenommen, und zwar sogar schon fast genau zahlenmäßig, denn das Fünffache des wahrscheinlichen Fehlers bei Hagen stimmt nahezu mit dem Dreifachen des sogenannten mittleren Fehlers überein, das der Verfasser auf S. 59 der Ermittlung des Grenzwertes zugrunde legt.

Mit dieser Feststellung soll aber keineswegs das Verdienst verkleinert werden, das sich der Verfasser durch sein Buch erworben hat. Wenn auch nicht gerade allen Ausführungen im letzten Drittel der Arbeit, das mehr den Einzelheiten gewidmet ist, zuzustimmen sein wird — erwähnt sei der Vorschlag, den Erddruck als hydrostatischen Druck zu berechnen (S. 53) —, so kann man doch nur wünschen, daß die Absicht des Verfassers, die allgemeine Aufmerksamkeit auf seine Überlegungen zu lenken und das Nachdenken darüber wachzurufen, sich weitgehend erfüllt. Rudolf Skutsch.

Die Preisermittlung im Maurer- und Zimmerergewerbe. Herausgegeben vom Rheinisch-Westfälischen Baugewerbeverband e. V., Essen. 6. Aufl. 1926. Preis geb. 10 R.-M.

Wenn der Rheinisch-Westfälische Baugewerbeverband e. V. als öffentliche Körperschaft die umfangreichen Unterlagen, die ihm z. B. auf dem Gebiete der Preisermittlung für rein handwerksmäßige Arbeitszweige des Bauwesens zur Verfügung stehen, auswertet und der Allgemeinheit zugänglich macht, so kann eine derartige Zusammenstellung nur begrüßt werden. Solches Werk enthält doch nicht allein eine möglichst objektive und brauchbare Wiedergabe von durchschnittlichen Erfahrungssätzen, sondern es dient auch dazu, die allgemeine Auffassung von Treu und Glauben im Baugewerbe wieder zu heben mit dem Ziel: Klare, ein-

deutige Vertragsbedingungen, angemessener Preis, strenge Vertragserfüllung.

Das nunmehr innerhalb weniger Jahre in 6. Auflage vorliegende Buch bringt in übersichtlicher Form weitgehende Unterlagen für die Selbstkostenberechnung (die Ermittlung der allgemeinen und Geschäfts-Unkosten soll einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten bleiben). — Der erste Teil enthält die Feststellung der Baustoffkosten frei Verarbeitungsstelle, dazu Lademengen, Einkaufspreise, Baustoffbedarf für Mörtel- und Betonmischungen u. a. m. — Im zweiten Hauptteil findet sich die Preisermittlung für Erd-, Maurer-, Kanalisations- und Zimmerer-Arbeiten. — Als Anhang folgen Tafeln über Eigengewichte, Walzprofile und Holzabmessungen sowie ein Auszug aus der Gebührenordnung des Verbandes für Anfertigung von Entwürfen usw.

Der Inhalt stellt nicht nur eine Anleitung zur Bestimmung der Ausführungskosten dar, sondern bietet auch gleichzeitig eine zweckmäßige Vorlage für die Baubeschreibung. Dabei ist jedoch folgendes zu beachten: Es empfiehlt sich, fremdsprachliche Ausdrücke, wie à bezw. pro, franco, Material, Risiko durch die deutschen Wörter je, frei, Baustoffe, Wagnis zu ersetzen. Maßbezeichnungen wie m^2, l u. dgl. sollten nicht deutsch ausgeschrieben, sondern in lateinischen Buchstaben nach den Normen (vgl. DIN 1350) eingeführt werden. Die Holzstärken wären einheitlich in cm (nicht zum Teil in Zoll) anzugeben. Bei Zementmörtel und Beton entspricht es der jetzigen Auffassung mehr, die erforderliche Zementmenge in kg (statt l) festzusetzen. Bei den Gewichtstafeln für Walzprofile ist Flußeisen und Schweißeisen durcheinander angenommen; wenn letzteres überhaupt Berücksichtigung finden soll, müßte der Unterschied und Zweck klarer hervorgehoben werden. Eisenbetondecken sind im Rahmen dieses Buches mit Recht nur ganz kurz behandelt; die gleiche Erwähnung verdienen jedoch auch die Hohlkörperrippen- und Steineisendecken bezw. die dazu verwendeten Baustoffe.

Von diesen kleinen Beanstandungen abgesehen stellt das vorliegende Buch ein recht gutes Hilfswerk für die Veranschlagung und die Prüfung von Angeboten dar. Es enthält ausreichenden, für Bemerkungen des Benutzers vorgesehenen Raum; zur Anschaffung kann es daher den in Frage kommenden Unternehmern, Architekten und Behörden sehr empfohlen werden. Dr.-Ing. Roll.

Vorlesungen über Wasserkraftmaschinen. Von Dr. phil. und Dr.-Ing. R. Camerer †. XXIX u. 515 S. mit 646 Abb. u. 42 Taf. 2. Auflage. Neu bearbeitet von Dipl.-Ing. B. Esterer. Leipzig 1924. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis 25 R.-M.

Das vordem seit mehreren Jahren vergriffene Werk ist nach dem Tode des Verfassers durch seinen ehemaligen Assistenten neu herausgegeben worden. Wenn der Herausgeber im Vorwort sagt, daß er bestrebt gewesen sei, die 2. Auflage so zu gestalten, wie es im Sinne seines verstorbenen Lehrers gelegen war, so wird man gern zugeben, daß ihm dies recht gut gelungen ist. Es sind verschiedene Abschnitte gekürzt und einige Versehen der 1. Auflage beseitigt worden, ein Abschnitt über die hydraulische Ähnlichkeit und über Modellversuche ist hinzugekommen. Bei den Tafelabbildungen sind Konstruktionszeichnungen älterer Anlagen zum großen Teil durch solche neuzeitlicher Ausführungen ersetzt worden. Dem Herausgeber ist es so gelungen, das Werk zu verjüngen, ohne dessen bekannte und geschätzte Eigenart zu zerstören. Bedauerlich ist nur, daß die seit dem Erscheinen der 1. Auflage hervorgetretenen Propellerturbinen nur ganz kurz erwähnt werden, obwohl dem Herausgeber darin beizupflichten ist, daß die Behandlung dieser neuen Konstruktionen eine weitgehende Umstellung und Vergrößerung des Buches bedingt haben würde. D. Thoma.

Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. 17. Jahrgang 1926. Mit 52 Textabb. Von Dipl.-Ing. Stueck, Prof. Ziegler und A. Bartel. Potsdam. Stiftungsverlag. Preis 3,50 R.-M.

Nach einer längeren durch die Nachkriegszeit bedingten Pause erscheint das Taschenbuch wieder in neuer Bearbeitung in Verbindung mit dem Kalender. Es enthält im großen und ganzen alles für den praktischen Straßenbautechniker Wissenswerte und berücksichtigt vor allem die neueren Straßenbauweisen unter Heranziehung der Normenblätter der deutschen Industrie. Etwas zu kurz gekommen ist die im Vorwort angekündigte „Behandlung aktueller Gebiete und Fragen des Straßenbaues unter Berücksichtigung der Entwicklung des Kraftwagenverkehrs"; diese Lücke (Verkehrszählung, Verkehrsgrößen, Straßen ohne Kraftwagenverkehr und mit gemischtem Verkehr) möchte bei der nächsten Auflage ausgefüllt werden. So fehlen z. B. die Betonstraßen (Solididitbeton) ganz. Die veralteten preußischen Bestimmungen von 1871 könnten wesentlich gekürzt werden, zumal sie zum großen Teile überholt sind. Krümmungshalbmesser von 25 m sind nicht mehr zeitgemäß bei Straßen mit gemischtem Verkehr; Gefällausrundung, Ausbildung der Krümmungen mit einseitigem Gefälle usw. fehlen.

Zu begrüßen sind die eingehende Behandlung des Kleinpflasters und der neueren Bitumen- und Teerverfahren im städtischen und Landstraßenbau und der Abschnitt über Straßennebenanlagen als Schmuck, sowie Vordrucke über die Vergebung von Bauarbeiten und Kostenanschläge mit zahlreichen Beispielen. Beim Kunststeinpflaster hätten der Mansfelder Kupferschlackenstein und bei den Bitumenstraßen das Kalteinbauverfahren ausführlicher behandelt werden sollen (Colas, Magnon usw.), da dieser Bauweise sowohl als Oberflächen- wie als Tränkverfahren in unserem Klima zweifellos die Zukunft gehört. Die angeführten Kalkowskyschen Untersuchungen der Kleinpflastersteine beziehen sich, wie erwähnt sei, nur auf die sächsischen Staatsstraßen. Die Angabe „1 m^3 Kleinpflaster = 10 m^2" trifft für die hauptsächlich verwendeten größeren Formate nicht zu.

Alles in allem ist das Taschenbuch ein recht brauchbares Nachschlagebuch für Ingenieure und Techniker, das eine weite Verbreitung verdient. Die angeführten Mängel lassen sich leicht in einer Neuauflage beseitigen, die sich bei der sprunghaften Entwicklung des Verkehrs und damit des Straßen- und Wegebaues sowieso bald nötig machen wird. Dr.-Ing. Speck.

Praktische Psychologie der Unfälle und Betriebsschäden. Von Dr. Karl Marbe, o. ö. Professor der Psychologie und Vorstand des Psychologischen Instituts der Universität Würzburg. 118 S. München 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 4,20 R.-M.

In dieser aufschlußreichen Schrift untersucht der bekannte Forscher den Anteil des Menschen an den Unfällen und Betriebsschäden und weist auf Grund von Auswertungen statistischer Aufzeichnungen einer Unfallversicherungsgesellschaft, von eigenartigen Versuchen mit Schulkindern und von Untersuchungen bei einigen Eisenbahnverwaltungen nach, daß die Unfallhäufigkeit nicht nur von den Einwirkungen der Umwelt, insbesondere den Berufsgefahren, sondern in hohem Grade auch von einer Unfallneigung des einzelnen abhängt, die überwiegend auf angeborenen Eigenschaften der Persönlichkeit beruht. Nach den Forschungen des Verfassers erscheint diese Unfallneigung so ausgeprägt, daß man bei einer Person aus der Häufigkeit von vorangegangenen Unfällen auf eine mehr oder minder häufige Wiederholung der Unfälle in der Zukunft schließen kann. Daraus folgert der Verfasser, daß die Versicherungsanstalten sich u. U. nicht damit begnügen sollten, die Versicherungsprämien nach Berufsgefahrenklassen zu bemessen, sondern auch Persönlichkeitsgefahrenklassen einführen sollten. Er schlägt vor, die Prämien im Gebiete des privaten Versicherungswesens nach den früheren Unfällen abzustufen, auch in der sozialen Versicherung die Arbeiter an der Prämienzahlung zu beteiligen und auch ihre Beiträge nach Maßgabe ihrer früheren Unfälle zu bemessen; solche Maßnahmen würden nicht nur im Sinne der Gerechtigkeit liegen, sondern auch der Unfallneigung und daher der Zahl der Unfälle entgegenwirken. Eine ähnliche Berücksichtigung der Persönlichkeit sollte man auch bei der erstrebten Vermeidung oder Verminderung von Betriebsschäden walten lassen und Kräfte, die sich auf Grund der Statistik als zur Stiftung von Schäden besonders disponiert erweisen, geeigneteren Wirkungsfeldern zuführen; dabei wäre zu bedenken und praktisch zu berücksichtigen, daß Unfallneigung und Disposition zur Stiftung von Schäden aller Art eng zusammenhängen. Brandt.

Schädliche Einwirkung auf Beton und ihre Verhütung. Von Dr. Richard Grün. Berlin 1926. Zementverlag. 65 S. Preis 1,50 R.-M.

Jeder, der Beton verarbeitet, muß sich über die Einwirkung der Stoffe, die später damit in Berührung kommen, von vornherein Rechenschaft ablegen, um rechtzeitig Schutzmaßnahmen zur Vermeidung von Schäden oder Zerstörungen treffen zu können.

Während noch vor wenigen Jahren ein empfindlicher Mangel an zusammenfassenden Arbeiten über die Einwirkung fester, flüssiger und gasförmiger Stoffe auf Beton herrschte, so ist in jüngster Zeit alles Versäumte mit Sturmesschritten nachgeholt worden. —

Es ist das Verdienst des Verfassers, zuerst eine alphabetisch geordnete Übersicht von der Einwirkung aller Stoffe, die mit Zement in Berührung kommen können, gegeben zu haben (Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band V. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 66). Der Deutsche Beton-Verein hat in den „Technischen Auskünften aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues", Ausgabe C 1923, einen kurzen Auszug von dieser Abhandlung gebracht. — Es folgte sodann das Werk von Kleinlogel (Einflüsse auf Beton, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 66), dessen zweite Auflage unter Mitarbeit von Graf und Hundeshagen sich durch reichhaltige Literatur über Erfahrungen der Praxis auszeichnet.

Von dem Verfasser sind in allerjüngster Zeit drei Neuerscheinungen über das gleiche Gebiet herausgekommen. Bezüglich der Besprechung der schädlichen Einflüsse auf Beton und deren Verhütung unterscheiden sie sich lediglich durch die Ausführlichkeit, mit der der Stoff behandelt wurde; das Gerüst — die alphabetische Anordnung — ist bei allen beibehalten worden.

Das vorliegende Werk, das als Heft 21 der Sammlung „Zementverarbeitung" des Zementverlags erschienen ist, gibt in großen Zügen eine Beschreibung der Einwirkung der Zuschlagstoffe und der Zementart auf die Widerstandsfähigkeit von Beton. In sachgemäßer Form werden sodann die physikalischen und chemischen Einflüsse behandelt; bei Gefahr von Zerstörungen werden Schutzmaßnahmen empfohlen. — Schließlich sind noch die gebräuchlichsten Schutzmittel (Anstrich- und Zusatzmittel) zusammengestellt und deren Wirkung auf Grund der Angaben der herstellenden Firmen mitgeteilt worden. Den Schluß bildet eine kurze Vorschrift über Ausbesserungsarbeiten. —

An Stelle von Literaturnachweisen im Text ist ein Verzeichnis der benutzten Fachzeitschriften und Lehrbücher angegeben. Ein Verfasser- und Sachverzeichnis gestatten ein schnelles Zurechtfinden in dem an und für sich übersichtlich geordneten Stoff. Dr. G. Haegermann.

Théorie des Chambres d'Equilibre. Von J. Calame et D. Gades. Lausanne, Ed. La Concorde et Paris, Gauthier Villars, 1926.

Dem vorliegenden Werke zweier französisch-schweizerischer Ingenieure ist ein empfehlendes Vorwort ihres Lehrers Prof. R. Neeser von der Universität Lausanne vorausgeschickt, dem man nach Durchsicht vollauf beistimmen kann. Das Buch enthält zunächst eine kurze Theorie des Widderstoßes in hydraulischen Druckleitungen im Anschluß an die auch bei uns bekannten Arbeiten von Allievi, dessen Grundformeln unmittelbar übernommen werden. Daran schließt sich eine Kennzeichnung der Wirkung des Wasserschlosses, das im wesentlichen die Schwingungen

der gesamten bewegten Wassermasse in der Leitung ausgleichen soll, wogegen die Erschütterungen des Widderstoßes sowohl zeitlich wie auch räumlich zurücktreten. Bei der rechnerischen Behandlung der Schwingungen gehen die Verfasser vom quadratischen Widerstandsgesetz aus, mit dem zuerst Prášil das Wasserschloßproblem in Angriff nahm, nachdem er es vorher (Schweiz. Bauztg. 1908) auch mit der linearen Dämpfung behandelt hatte. Die Verfasser beschränken sich nicht nur auf die einfache zylindrische Kammer, sondern untersuchen auch den Einfluß abgestufter Anordnungen mit und ohne Drosselvorrichtungen unter Zuhilfenahme eigenartiger graphischer Verfahren, die, auf Gleichungen zwischen Verhältniszahlen beruhend, Diagramme und Ergebnisse von weitreichender Allgemeingültigkeit liefern. Das lesenswerte und mit zahlreichen Beispielen durchsetzte Buch enthält weiter eine Untersuchung des Einflusses der selbsttätigen Turbinenregelung auf die Bewegung der Druckwassersäule, sowie die Wiedergabe einiger Versuche an ausgeführten Anlagen im Vergleich mit den Rechnungsergebnissen der verschiedenen Theorien. Den Abschluß des Werkes bildet ein ausführliches und anscheinend vollständiges Schriftenverzeichnis bis zum Jahre 1925.

Prof. Dr.-Ing. Dr. H. Lorenz.

Aussichten und Aufgaben für den deutschen Straßenbau. Von Hermann Jentsch †, Stadtbaurat von Berlin-Steglitz. 210 S. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg. Preis geh. 3,60, geb. 4,50 R.-M.

Der Verfasser hat seinen Bericht über eine Studienreise durch Holland, Frankreich und die Schweiz dazu benutzt, zu den uns heute so stark beschäftigenden Fragen des Straßenbaues von einer höheren Warte aus Stellung zu nehmen und zu ihrer Lösung beizutragen. Das Werk enthält drei Hauptabschnitte:

1. Der Straßenbau als öffentliche Aufgabe,
2. Der Straßenbau als technische Aufgabe und
3. Die Bindemittel im Straßenkörper.

Im ersten Abschnitt wird die soziale, städtebauliche, gesetzliche und verwaltungstechnische Seite des Straßenbaues behandelt, wobei die Verhältnisse und Anschauungen in anderen Ländern berücksichtigt werden und ein besonderes Kapitel der Wirtschaft und Straße gewidmet ist. Verfasser vertritt die Ansicht, daß den aus dem Auslande eingeführten Stoffen, wenn ihre Verwendung die Anlagekosten ermäßigt und die Ausführung verbessert, die Daseinsberechtigung nicht abgesprochen werden darf. Er befürwortet, Gesetzgebung, Veranlagung und Verwaltung der Wegesteuern zentral zu verwalten.

Die Schrift enthält eine reiche Fülle von Gedanken und Vorschlägen. In ihr kommen so recht die Vielseitigkeit und reichen Kenntnisse des leider so früh verstorbenen Verfassers zum Ausdruck. Er hat mit dieser Schrift ein Werk hinterlassen, das sein Andenken in Fachkreisen noch lange wachhalten wird. Darum kann nur dringend jedem, der überhaupt mit dem Straßenbau als Ingenieur oder Verwaltungsbeamter zu tun hat, geraten werden, sich diese Schrift zu beschaffen. Die Studiengesellschaft hat sich ein Verdienst erworben, daß sie die Entstehung dieser Schrift begünstigt und ihre Herausgabe bewirkt hat. Dr.-Ing. E. Neumann.

Hydrologische Methoden. Kurzgefaßter Überblick der Entstehung, Auffindung und Nachweisung von Grundwasser. Von Dr.-Ing. G. Thiem, Ingenieur für Wasserversorgung. 31 S. mit 24 Abb. Leipzig 1926, Verlag von Alfred Körner. Preis 1,50 R.-M.

Das Büchlein, das als zweites Heft von „Thiems hydrologischer Sammlung“ erschien, gibt auf seinen 31 Seiten mit 24 Abbildungen einen kurzgefaßten, aber klaren und wertvollen Überblick über die Verfahren zur Lösung der Aufgabe, eine Grundwasser führende Schicht aufzufinden und zu erschließen, die die dauernde Entnahme einer bestimmten Wassermenge zur Versorgung eines Gemeinwesens gestattet.

Wünschenswert wäre eine kurze Erwähnung des Venturi-Messers, der neuen geophysikalischen Verfahren zum Auffinden von Grundwasser und endlich der Grenzen gewesen, jenseits deren die Ergiebigkeitsformeln auf S. 21 ungültig werden; in Gl. 6 (S. 22) muß statt des Minus- ein ×-Zeichen stehen. Dr.-Ing. Joachim Schultze.

Brückenkrane. Von J. M. Bernhard. VIII u. 51 S. mit 20 Abb. und 19 Tafeln. München 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 3,80 R.-M.

Das Heft bringt die zahlenmäßige Durchrechnung von zwei Verladebrücken mit je einer festen und einer Pendelstütze, wobei im ersten Falle (Fahrbahn oben) ein beiderseitig auskragender Parallelträger von 180 m Gesamtlänge, im zweiten Falle bei unten zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn ein Parallelträger mit drittem Gurt, mit Überspannung an der Stütze neben der Auskragung von 60 m zugrunde gelegt ist. Der Konstrukteur solcher Verladebrücken wird manche Anregung aus den Zahlenbeispielen schöpfen können; er wird dabei allerdings an manchen Stellen eine klare Formulierung der verwendeten statischen Verfahren vermissen und dann doch zu den entsprechenden Lehrbüchern der Baustatik zurückgreifen, namentlich auf das Werk von Andrée, „Statik des Kranbaues“, an das sich die Zahlenbeispiele eng anlehnen. M.-L.

Eingegangene Bücher.

Handbuch des Wasserbaues. Ergänzungsheft zur 3. Auflage. Von Hubert Engels. Leipzig 1926. Verlag von Wilhelm Engelmann. 63 S. mit 27 Textabb. Preis kart. 4 R.-M.

Taschenbuch (Kalender) **für Baugewerkschüler 1926.** Von Professor Knöll, Oberstudiendirektor der staatlichen Baugewerkschule zu Görlitz. I. Jahrgang. Wetzlar. Verlag Scharfes Druckereien K.-G. 191 S. Preis Leinen geb. 2,30 R.-M.

Naturschutz-Bücherei. Herausgegeben von Walter Schoenichen. Band 2. Ingenieurwerk und Naturschutz. Von Dr.-Ing. Werner Lindner. Berlin-Lichterfelde 1926. Hugo Bermühler Verlag. 109 S. mit 40 Kunstdrucktafeln und 23 Textbildern. Geh. 2,50, geb. 3,75 R.-M.

Normung der Rostschutzfarben. Vortrag auf der Jahresversammlung des Reichsausschusses für Metallschutz, Berlin, 19. bis 20. November 1925. Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. K. Würth. 20 S.

Über Außenanstrichtechniken. Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. K. Würth. Sonderdruck aus „Farbe u. Lack“.

Die weißen Bleifarben. Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. K. Würth, Sonderdruck aus „Farbe u. Lack“ 1926. 27 S.

Handelsbezeichnung für Kalk. Von Johann Schimpf. Berlin 1926. Kalkverlag G. m. b. H. 14 S.

Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster. Von Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard. Berlin 1926. Julius Springer. 16 S. mit 24 Abb. Preis 1,20 R.-M. (Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 12, S. 177.)

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Behre, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg, Dr. jur. Zeitler, Vorstand der Betriebsinspektion Rosenheim, zur R. B. D. München, Dr.-Ing. Gustav Wagner, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin und Horbelt, Vorstand der Bauinspektion Hof, als Referent zum Baukonstruktionsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München; die Reichsbahnräte Wölffel, Vorstand des E. V. A. Insterburg, als Vorstand zum E. V. A. 1 Stettin, Pichier, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), Dr. jur. Genest, bisher bei der R. B. D. Münster (Westf.), zur R. B. D. Halle (Saale), Köberlin, bisher Hilfsreferent bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, als Vorstand zur Betriebsinspektion Rosenheim, Dr. jur. Bachl, Vorstand der Betriebsinspektion Fürth, als Vorstand zur Betriebsinspektion II München, Friedrich Krauß, bisher bei der Bauinspektion Aalen, zur Eisenbahnbausektion Cannstatt, Schuon, bisher bei der Eisenbahnbausektion Stuttgart, zur Bauinspektion Aalen, Zangl, Vorstand der Bauinspektion Plattling, als Vorstand zur Bauinspektion Passau, Heilfron, Vorstand der Eisenbahn-Maschineninspektion 5 Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg, Ernst Greve, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Rostock, als Werkdirektor zum E. A. W. Oldenburg, Hecker, Werkdirektor des E. A. W. Oldenburg, als Werkdirektor zum E. A. W. Neumünster, Schleif, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Halle (Saale), als Vorstand zur maschinentechnischen Eisenbahn-Bauabteilung 3 Berlin, Walter Reichel, bisher bei der R. B. D. Breslau, nach Lauban als Leiter einer Abteilung beim dortigen E. A. W., Graßl, Vorstand der Maschineninspektion Aschaffenburg, zum Maschinenkonstruktionsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, Johannes Reinicke, bisher bei der R. B. D. Dresden, zur R. B. D. Breslau, und Lay, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, zur Eisenbahn-Bauabteilung 2 Flensburg mit amtlichem Dienstort Westerland a. Sylt; der Reichsbahnamtmann Schneider, Leiter des Güterbahnhofs Erfurt, nach Gera als Leiter des Hauptbahnhofs, sowie die Reichsbahnbaumeister Franz Winter, bisher beim Eisenbahn-Maschinenamt Leipzig-West, als Abnahmebeamter zum E. Z. A. in Berlin, Cramer, bisher beim E. Z. A. in Berlin, nach Sebaldsbrück als Leiter einer Abteilung beim dortigen E. A. W., und Rünzi, bisher bei der Maschineninspektion Freiburg (Breisgau), nach Stendal als Leiter einer Abteilung beim dortigen E. A. W.

Übertragen: den Reichsbahnräten Karl Fröhlich, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Birkenwerder, die Stellung als Vorstand der neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung für den Umsteigebahnhof Charlottenburg, Zorn, bisher beim E. B. A. 6 Berlin, die Stellung als Vorstand der neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung Niederschöneweide, und Gebauer, Vorstand der maschinentechnischen Eisenbahn-Bauabteilung 3 Berlin, die Stellung als Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts 5 Berlin.

Überwiesen: der Reichsbahnrat Dr.-Ing. Gottschalk, bisher bei der R. B. D. Berlin, zum E. Z. A. in Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Albert Schreiber, Vorstand des Allgemeinen technischen Bureaus bei der R. B. D. Dresden, sowie die Reichsbahnamtmänner, Rechnungsrat Racke, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Essen, Arthur Klinke, Vorstand des Arbeiter- und Wohlfahrtsbureaus bei der R. B. D. Oppeln, und Emil Krug, Leiter des Bahnbetriebswerks in Mainz.

Ausgeschieden: Reichsbahnrat Golder, bisher bei der Eisenbahnbausektion Cannstatt.

Gestorben: die Reichsbahnräte Hoepner, Werkdirektor des E. A. W. Neumünster, und Haertel, Vorstand des E. V. A. 1 Stettin.

INHALT: Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 17. September 1926 | Heft 41

Alle Rechte vorbehalten.

Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden.

Von Prof. Dr.-Ing. **W. Schachenmeier,** München.

I.

Am 1. Juli d. J. wurde die Hängebrücke über den Delaware-Fluß zwischen Philadelphia Pa. und Camden N. J. feierlich eröffnet.[1]) Die eigentlichen Bauarbeiten haben am 6. Januar 1922 begonnen, mithin betrug die Bauzeit rd. $4^1/_2$ Jahre. Laut Bericht des Chefingenieurs Ralph Modjeski hat aber die Bevölkerung von Philadelphia schon seit 1818 von einer festen Brücke nach Camden geträumt. Ähnlich wie bei der Straßenbrücke zwischen Köln und Deutz mußte ein Jahrhundert vergehen, bevor der Wunsch in Erfüllung ging.

Abb. 1. Blick entlang der nahezu fertigen Brücke, vom Camdener Ufer aus, vor Fertigstellung der Fahrbahn und der Gleise.

Bei einer Stützweite $l = 1750' = 533{,}4$ m der Mittelöffnung ist dies jetzt die weitestgespannte der ausgeführten Hängebrücken der Welt. Sie wird aber an Stützweite immer noch übertroffen von der Quebec-Brücke in Canada mit $l = 1800' = 548{,}6$ m, die bekanntlich als Gerberträger gebaut ist. Zum Vergleich seien die Stützweiten der übrigen großen Hängebrücken mit angeführt, die sich sämtlich auf amerikanischem Boden befinden:

Brooklyn-Brücke (East-River, 1883) . . . . . $l = 1595{,}5'$ = 486,3 m,
Williamsburg-Brücke (East-River, 1903) . . . . . $l = 1600'$ = 487,7 m,
Manhattan-Brücke (East-River, 1909) . . . . . $l = 1470'$ = 448,0 m,
Bear-Mountain-Brücke (Hudson, 1924) . . . . . $l = 1632'$ = 497,4 m,
Florianopolis-Brücke (Barra de Norte, Brasilien, 1926) $l = 1113{,}75'$ = 339,5 m.

Die um $118' \approx 36$ m größere Stützweite gegenüber der Bear-Mountain-Brücke würde zwar an sich noch keine überwältigende neue Leistung bilden. Gleichzeitig aber weist die neue Delaware-Brücke in vielen Punkten bedeutende Fortschritte über ihre Vorgängerinnen auf, so daß sie wirklich mit Recht heute an die Spitze aller Brücken überhaupt gestellt werden darf. Es soll die Aufgabe dieses Berichtes sein, die erwähnten Fortschritte hervortreten zu lassen und dabei besonders auch die experimentellen Arbeiten zu besprechen, die im Zusammenhang mit dem Brückenbau ausgeführt worden sind.

II.

Über den Bau der Delaware-Brücke ist in dieser Zeitschrift schon mehrfach berichtet worden,[2]) und wir möchten bezüglich der Zeichnungen von Aufriß, Grundriß und Querschnitten mit ihren Hauptmaßen sowie bezüglich der Gründungen verweisen auf die Abb. 9a u. 9b, S. 447, die Abbildung S. 462, Abb. 1 u. 2, S. 659, Abb. 3, 4 u. 5, S. 660 der „Bautechnik" 1925. Als Ergänzung mögen die folgenden Abb. 1 bis 16 dienen, die den mir freundlichst zur Verfügung gestellten Berichten der „Delaware River Bridge Joint Commission" von 1923, 24 u. 25 entnommen sind. Diese Abbildungen sind durch die beigefügte Beschriftung genügend erklärt, und sie geben einen Begriff von dem Werdegang und der Großartigkeit des ganzen Werkes. Hierzu noch einige Zahlenangaben:

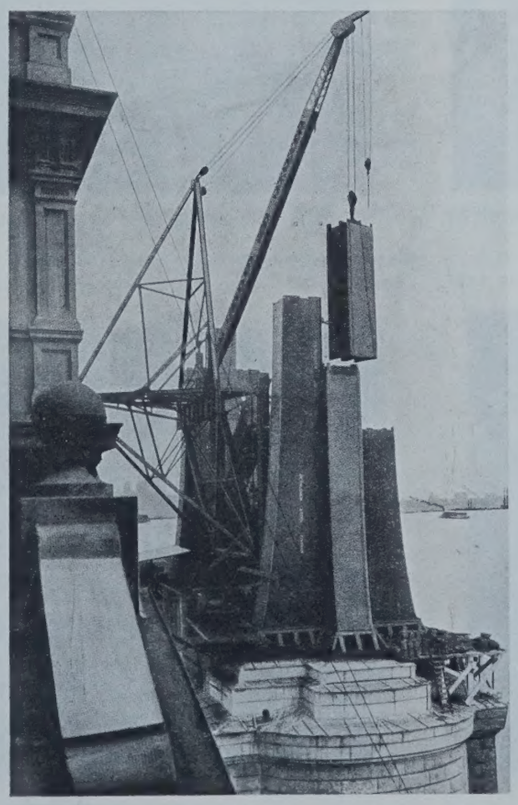


Abb. 2. Aufstellung eines der beiden Türme (Pylonen). Abb. 3.

[1]) S. Eng. News-Rec., 8. Juli 1926, Vol. 97, S. 77.

[2]) S. „Die Bautechnik" 1925, S. 447, 452, 462 u. 659.

Abb. 4. Der erste Draht eines Hauptkabels wird hinübergezogen.
Die Laufstege sind gut verspannt durch die einstweiligen unteren Seile.

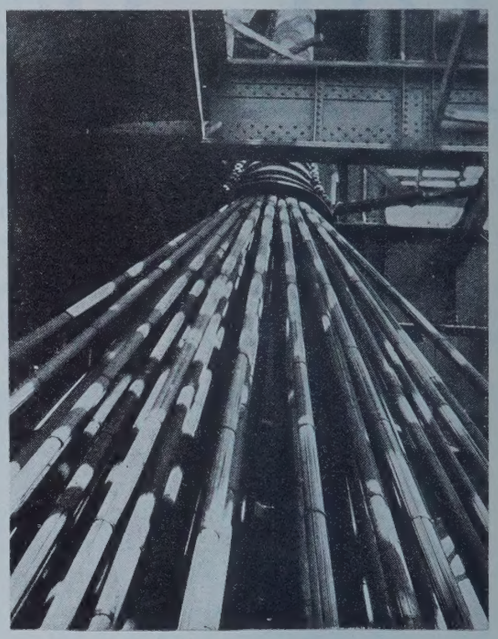


Abb. 10. Die auseinanderlaufenden Stränge werden durch eine trompetenförmige Kabelschelle zusammengefaßt.

Abb. 5. Drahttrommel und wandernde Spinnrolle besonders deutlich; letztere auch in Abb. 4 zu erkennen.

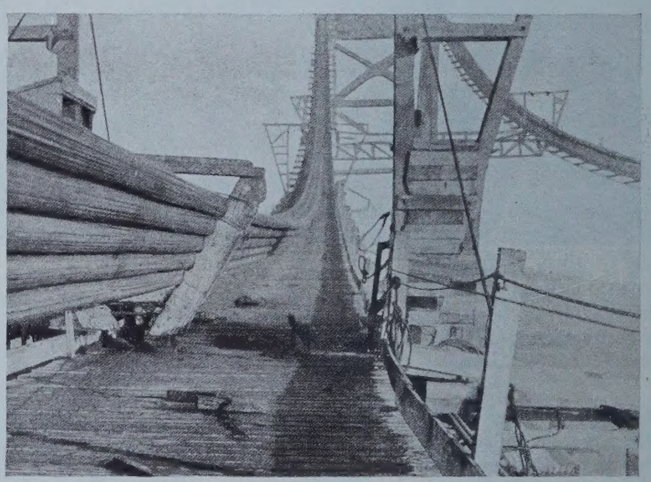


Abb. 7. Die Stränge der unteren Querschnitthälfte eines Kabels sind fertig.

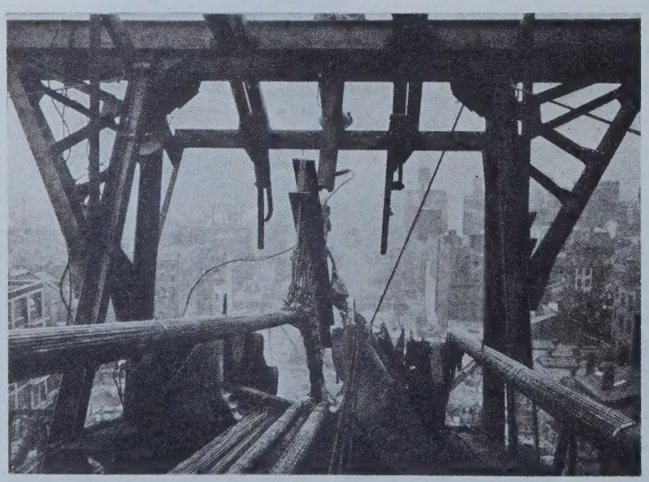


Abb. 6.
Ein fertiger Strang wird in den Kabelsattel eingelegt.

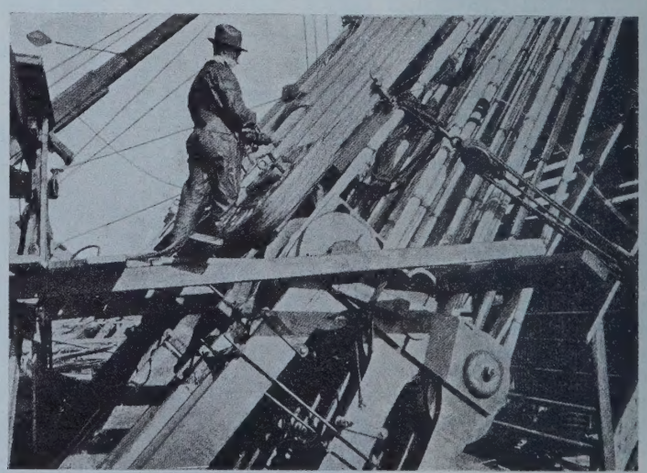


Abb. 8.
Verbindung der Stränge mit den Ankerflacheisen.

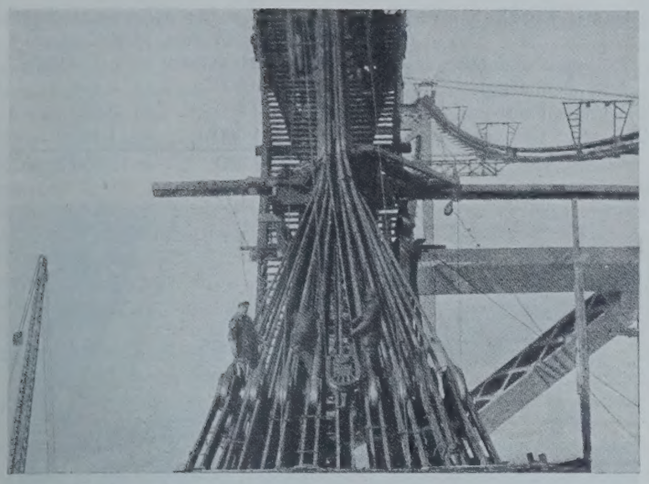


Abb. 9. Der letzte Strang eines Kabels wird gesponnen.

Mittelöffnung $l = 1750' = 533{,}4$ m; $f = 200' \approx 61$ m; $\frac{f}{l} = \frac{1}{8{,}75}$;
Seitenöffnungen $l_0 = 716{,}66' = 218{,}4$ m; $l_0 : l = 1 : 2{,}44$;
Versteifungsträger, drei freiaufliegende Einzelträger, Parallelträger mit steigenden und fallenden Schrägstäben sowie Hilfsständern. Trägerhöhe $h = 28' = 8{,}53$ m; $\frac{h}{l} = \frac{1}{62{,}5}$. Feldweite $c = 20{,}5' = 6{,}25$ m; Hauptträgerabstand $b = 89' = 27{,}13$ m; $\frac{b}{l} = \frac{1}{19{,}66}$.

III. Leistungsfähigkeit des Brückenquerschnitts, Annahmen über Verkehrslasten und Eigengewicht.

Die Fahrbahn von $57' = 17{,}37$ m Breite ist bemessen für sechs Wagenzüge nebeneinander, drei für jede Fahrrichtung. Die einzelnen Fahrbreiten sind durch Striche auf der Fahrbahn gegeneinander abgeteilt. Für jeden Wagenzug ist also $\frac{57}{6} = 9{,}5' \approx 2{,}90$ m Breite vorgesehen, was nach europäischen Begriffen sehr reichlich bemessen ist. Wir sehen gewöhnlich nur ein Vielfaches von 2,5 m vor.

Dazu kommen vier Bahngleise, je eines auf jeder Seite der beiden Hauptträger, und zwar zwei Gleise für gewöhnlichen Straßenbahnbetrieb und zwei für Schnellbahnbetrieb (rapid transit railway). Aber auch die Belastungen der letzteren Gleise stehen hinter denen einer Vollbahn mit Lokomotivbetrieb weit zurück. Daher kann auch diese neueste Hängebrücke nicht eigentlich als „Eisenbahnbrücke" bezeichnet werden, und die zu erwartenden Betriebserfahrungen werden leider keine vollgewichtigen Gegenargumente liefern können gegen die Bedenken, die man immer noch hinsichtlich der Hängebrücken für Vollbahnbetrieb hegt.

Endlich sind noch zwei Gehwege von je $10' \approx 3$ m Breite vorhanden, die rd. 8 m über der eigentlichen Fahrbahn auf Auskragungen der Hauptträgerpfosten liegen und zugleich zur Erhöhung der Seitensteifigkeit der Hauptträgerobergurte dienen.

Die Verkehrslastannahmen beruhen auf folgenden Überlegungen:

a) Von Pferden gezogene Wagen können heute füglich außer Betracht bleiben. Ein Studium der Kraftfahrzeuge jeder Art, die heute für den

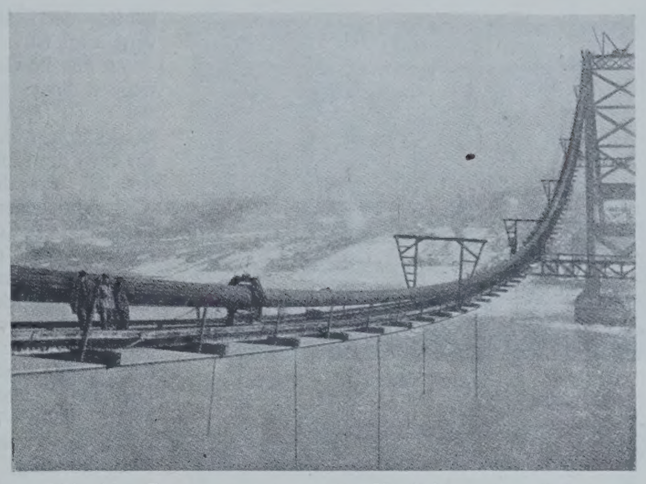


Abb. 11. Zusammenpressen oder Verdichten eines Kabels auf kreisförmigen Querschnitt.

Verkehr auf Stadt- und Landstraßen hergestellt werden, führte zu dem Ergebnis, daß man bei der gegebenen Straßenbreite von 57' mit einer Durchschnittsbelastung von 54,7 lbs/□' = 267 kg/m², auf die gesamte Straßenoberfläche bezogen, schon jetzt zu rechnen hat. Um auch die Weiterentwicklung einer nahen Zukunft mit zu erfassen, gab man rd. 30 % Zuschlag, rechnete also mit

$$54{,}7 \times 1{,}28 = 70 \text{ lbs/□'} = 342 \text{ kg/m}^2.$$

Man beachte, wie sehr diese Zahlen zurückbleiben hinter den schon seit Jahrzehnten für die normalen deutschen Straßenbrücken üblichen. So verlangt z. B. die Brückenverordnung der Badischen Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues vom Jahre 1903, daß der Berechnung der Hauptträger zugrunde gelegt werde:

1. bei Brücken innerhalb oder in der Nähe verkehrsreicher Städte 480 kg/m² Fahrbahn- oder Fußwegfläche;
2. bei Brücken im Zuge von Land- und Kreisstraßen 400 kg/m² Fahrbahn- oder Fußwegfläche.

Die Erbauer der Delaware-Brücke sind jedoch der Ansicht, daß ihre Belastungsannahme sowohl für außergewöhnliche Fälle der Gegenwart als auch für die zu erwartende Steigerung der Fahrzeuggewichte ausreiche („such a load will provide for extraordinary conditions as well as for a possible increase in the weight of vehicles").

Wir heben diesen Punkt hervor, nicht um daran Kritik zu üben, sondern weil er vielleicht auch für unsere künftigen größeren Straßenbrücken Beachtung verdient.

b) Das Gewicht der vollbesetzten Fahrzeuge der „rapid transit lines", d. i. der elektrischen Schnellbahnen, beträgt nicht mehr als

$$2000 \text{ lbs/ft} \approx 3000 \text{ kg/m je Gleis.}$$

Bestehende Bahnen in New York und Philadelphia weisen Gewichte auf von 1900 bezw. 1840 lbs/ft; einige allerdings auch 2150 lbs/ft.

Man rechnete für die Delaware-Brücke mit 2000 lbs/ft je Gleis bei unbegrenzter Belastungslänge.

Die gewöhnlichen Straßenbahnwagen (surface cars) wiegen voll besetzt zwischen 1230 und 1350 lbs/ft; d. i. 1830 bis 2010 kg/m je Gleis. Man rechnete mit 1500 lbs/ft $\approx$ 2250 kg/m, womit noch für spätere Er-

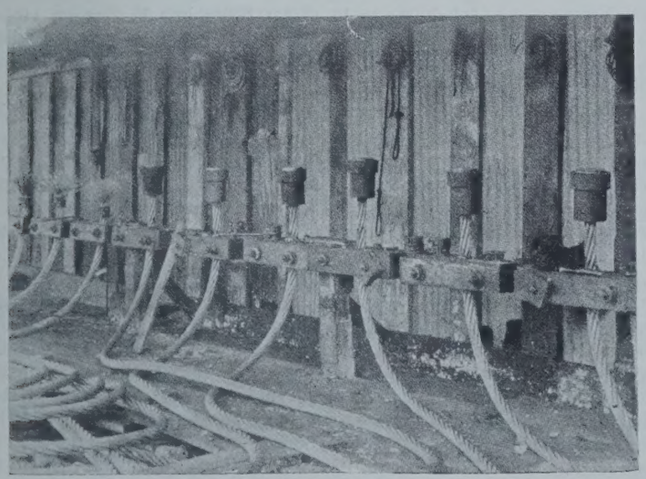


Abb. 12. Die Hängestangenseile werden mit Seilköpfen vergossen.

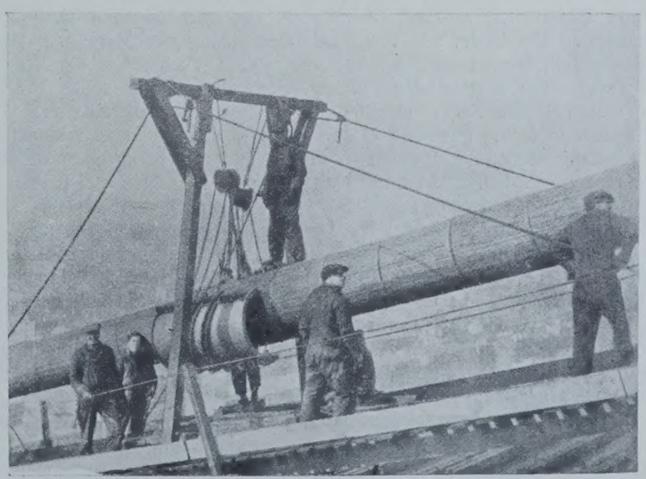


Abb. 13. Anbringen der Kabelschellen.

Abb. 14.

Abb. 15.

Abb. 14 u. 15. Zusammenbau der Versteifungsträger und der Fahrbahn, durch Aufhängung an den zuvor angebrachten Hängeseilen, mittels Montagederricks.

höhung der Lasten vorgesorgt ist.

c) Für die Gehwege rechnete man mit 50 lbs/□′ ≈ 245 kg/m²; d. i. nur etwa die Hälfte der bei uns stets vorgeschriebenen Belastung. Bei der großen Länge der Brücke ist es ja sehr unwahrscheinlich, daß sie jemals voll bedeckt, d. h. in der ungünstigsten überhaupt denkbaren Weise belastet sein werde. Dies berechtigt zu der Annahme des geringen Menschengedränges von nur 245 kg/m². Auch hier, ähnlich wie oben bei a, übernahmen die entwerfenden Ingenieure durch ihre Beurteilung des Sachverhalts eine große Verantwortung.

Daß für die Berechnung der Fahrbahnteile mit den einzelnen höchsten Achs- bezw. Radlasten gerechnet wurde, ist zwar aus den uns vorliegenden Berichten nicht zu erkennen, darf aber als selbstverständlich vorausgesetzt werden. Von der Berücksichtigung einer Stoßzahl ist bei den Hauptträgern jedenfalls abgesehen worden.

Somit ergeben sich folgende Lasten für die ganze Brücke:

	für zwei Hauptträger	
2 Schnellbahngleise, je 2000 lbs/ft:	4 000 lbs/ft =	5 952 kg/m
2 Straßenbahngleise, je 1500 „	3 000 „ =	4 464 „
57′ breite Fahrbahn, 57 × 70 ≈	4 000 „ =	5 952 „
20′ breite Gehwege, 20 × 50 =	1 000 „ =	1 488 „
	12 000 „ =	17 856 kg/m.

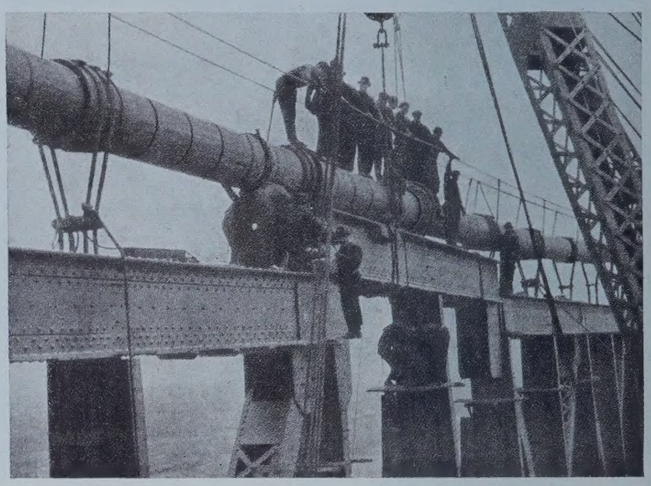


Abb. 16. Einbau des Schlußgliedes des Obergurts.

Diese Belastung wird als „gedrängte Last“ („congested load“) bezeichnet. Mit Rücksicht auf die notwendigen Abstände der Fahrzeuge und Züge voneinander im regelmäßigen Betriebe werden davon nur 50 %, also

6000 lbs/ft = 8928 kg/m (für zwei Hauptträger)

als „gewöhnliche Last“ („working load“) in Rechnung gestellt. Die Brücke ist zwar imstande, auch die „gedrängte Last“ zu tragen, jedoch mit geringerem Sicherheitsgrad. In der „gewöhnlichen Last“ stecken nur noch $\frac{342}{2} \approx 170$ kg/m² Belastung der Fahrbahn und $\frac{245}{2} \approx 120$ kg/m² Belastung der Gehwege; Zahlen, die uns recht niedrig erscheinen. Vergleichsweise wird für den bevorstehenden Bau einer neuen Straßenbrücke über den Rhein bei Köln—Mülheim zur Berechnung der Hauptträger vorgeschrieben sein:

Belastung der Fahrbahn- und Fußwegfläche: 550 kg/m²
Schnellbahngleise ≈ 5 t/m je Gleis (gegen ≈ 3 t/m bei der Delaware-Brücke)
Straßenbahngleise ≈ 2,5 t/m „ (gegen ≈ 2,2 t/m „ „ „)
ohne jede Einschränkung hinsichtlich der Belastungslänge.

Das Eigengewicht der Delaware-Brücke beträgt:
in der Mittelöffnung 26 000 lbs/ft = 38 688 kg/m (für zwei Hauptträger)
in den Seitenöffnungen 27 000 lbs/ft = 40 176 kg/m (für zwei Hauptträger).

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel.[1]

Von Dipl.-Ing. **Friedrich Jung**, Regierungsbaumeister a. D. in Herne.

Wenn man die in dem Fachschrifttum zahlreich vorhandenen Veröffentlichungen über Zementmörtel und Zementbeton durchsieht, so erkennt man, daß die auf die Eigenschaften des Mörtels und Betons, z. B. auf die Festigkeit, Elastizität, Dichte usw. von irgendwelchem Einfluß erscheinenden Umstände, wie Kornzusammensetzung der Magerungsmittel, Zementgehalt, Wasserzusatz u. a. m., von vielen Fachleuten der Theorie und Praxis einer eingehenden Prüfung unterzogen worden sind. Die von den verschiedenen Seiten ermittelten Ergebnisse stehen aber zum Teil zueinander in einem gewissen Gegensatz, und die scheinbar miteinander im Einklang stehenden Ergebnisse dürfen leider nicht so ohne weiteres miteinander verglichen werden, weil die den einzelnen Versuchen zugrunde liegenden Bedingungen fast immer verschieden gewählt sind. Dies trifft besonders zu bei der Wahl der einzelnen Korngrößenabstufungen der Zuschlagstoffe. In dieser Hinsicht ist von den einzelnen Materialprüfungsstellen sowie den sonstigen Instituten, die sich mit der Untersuchung von Zementmörtel befassen, leider nicht einheitlich vorgegangen worden. Die von ihnen verwendeten Siebsätze zur Trennung des Kieses in die einzelnen Korngrößen sind zum Teil willkürlich angenommen. Die lichten Maschenweiten, ihre Abstufungen, sowie die Zahl der verwendeten Siebe weichen voneinander sehr ab.

Es ist ohne weiteres einleuchtend, daß unter solchen verschiedenen Voraussetzungen ein klares Urteil über den Einfluß der Korngrößenzusammensetzung auf die Eigenschaften des erhärteten Mörtels durch einen Vergleich der gefundenen Ergebnisse nicht gewonnen werden kann. Erstrebenswert ist daher, wenn in dieser Beziehung in Zukunft einheitliche Siebsätze verwendet würden. Unter dieser Voraussetzung erscheint ein Vergleich der untersuchten Sande oder Kiese in bezug auf Korngrößenzusammensetzung möglich.

Die Frage, ob die als einheitlich für alle Versuchstellen zu empfehlenden Abstufungen beliebig angenommen werden können oder zweckentsprechend nach gewissen Regeln festzusetzen sind, soll insofern in den nachstehenden Betrachtungen zu klären versucht werden, als drei verschiedene nach bestimmten Gesichtspunkten festgelegte Siebsätze zur Trennung des Kieses in die einzelnen Korngrößen verwendet und miteinander verglichen werden.

Mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit wird man bestrebt sein, mit einem möglichst geringen Aufwand an teurem Zement eine möglichst große Festigkeit zu erzielen. Die Festigkeit des Betons nimmt mit dem Bindemittelanteil, Zement und Anmachwasser, zu, solange eine unmittelbare Berührung der Sand- und Kieskörner des Zuschlagstoffes stattfindet, und sie erreicht ihren Größtwert, wenn auch das Bindemittel selbst möglichst der Stampfwirkung ausgesetzt ist. Die in den Hohlräumen zwischen den einzelnen Kieskörnern erhärtete Zementmenge hat bei späterer Beanspruchung des Betons dann nur ein gegenseitiges Verschieben der Kieskörner, die ja für sich allein gewissermaßen ein Stützgerüst bilden, zu verhindern.

[1]) Auszug aus der von der Technischen Hochschule in Braunschweig genehmigten Dissertation des Verfassers, die in der Versuchsanstalt für Ingenieurbauwesen angefertigt. Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. E. Neumann (jetzt Stuttgart), Mitberichter Prof. Dr. tech. Schönhöfer.

Von der Überlegung ausgehend, daß der Zementverbrauch abnimmt, je geringer der Hohlraum des Zuschlagstoffes ist, hat Martens[2]) unter Annahme der Kugelform für die einzelnen Kieskörner mathematische Entwicklungen gegeben über die Verteilung von Kugeln in einem gegebenen Raum und über den Einfluß der Verteilung auf die Dichtigkeit. Diese theoretischen Betrachtungen stimmen mit der Wirklichkeit nur wenig überein, weil 1. alle Kieskörner erheblich von der Kugelform abweichen, 2. die Durchmesser innerhalb der einzelnen Korngrößen nicht gleich sind und 3. durch das Mischen nicht in allen Hohlräumen Körner der nächst kleineren Korngröße untergebracht werden, die darin hätten Platz finden können. Martens sagt: „Je geringer der Undichtigkeitsgrad des Sandes (Kieses), desto geringer der Bindemittelverbrauch." — „Um diese Mischung zu erreichen, müssen die Korngrößen sowie die Zahl der Körner in den einzelnen Größenklassen in bestimmten Verhältnissen zueinander stehen, so daß die aufeinander folgenden Größen immer gerade in den Lücken zwischen den größeren Körnern Platz haben. Dies kann natürlich praktisch nur annähernd erreicht werden, aber man erkennt, welchen Wert die Bestimmung der Korngröße in jeder Größenklasse und des Undichtigkeitsgrades von Sand und Kies hat." Füllen gleich große, sich gegenseitig berührende Kugeln einen Raum (z. B. ein verhältnismäßig großes Gefäß) an, so kann die Lagerung der Kugeln verschieden sein. Das zwischen den Kugeln vorhandene Porenvolumen wird zu einem Größtwert, wenn alle Kugelmittelpunkte in den Ecken von Würfeln (Lagerung *A*) liegen, deren Kante gleich dem Kugeldurchmesser *D* ist, und zu einem Kleinstwert, wenn alle Kugelmittelpunkte die Spitzen von Tetraedern (Lagerung *B*) bilden, deren Seitenlänge gleich dem Kugeldurchmesser *D* und deren Höhe gleich $D\sqrt{\frac{2}{3}}$ ist. Bezeichnet man mit *J* den Inhalt des Gefäßes, das mit gleich großen Kugeln angefüllt ist, mit J_k den von diesen Kugeln in dem Gefäß tatsächlich verdrängten Raum, so beträgt:

	bei Lagerung *A* (Würfel)	bei Lagerung *B* (Tetraeder)
die Dichtigkeit $d = \frac{J_k}{J}$	0,5236	0,7405
die Undichtigkeit oder der verblieb. Hohlraum $u = 1 - d$	0,4764	0,2595

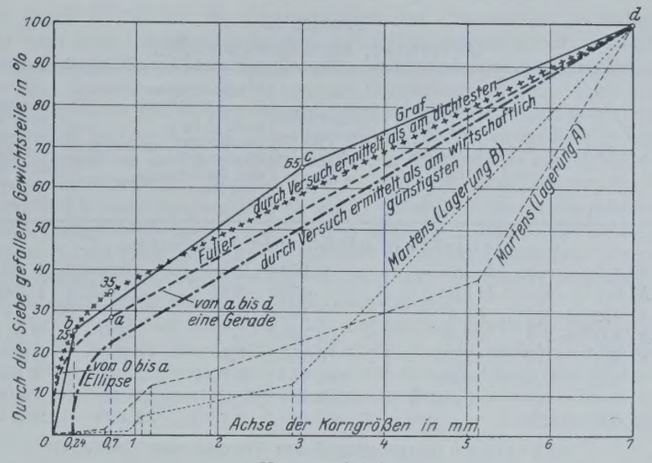
Nach Köhler[3]) ergeben sich die gleichen Werte für *d* und *n*, wenn man statt Kugeln Ellipsoide mit den Achsen *a*, $^3/_4 a$ und $^1/_2 a$ in das Gefäß füllt, welcher Gestalt die vom Wasser bezw. Winde mehr oder weniger abgerundeten Kieskörner am meisten entsprechen, wie der Amerikaner Allen Hazen[4]) festgestellt hat.

Um diese theoretischen Grenzwerte mit der Praxis zu vergleichen, sind vom Verfasser entsprechende Versuche mit Kiesen und Sanden angestellt worden. Zur Bestimmung des Hohlraumgehaltes im eingelaufenen und eingerüttelten Zustande wurde ein kalibriertes Glasgefäß von 1 l Inhalt verwendet. Dagegen wurde als Gefäß zur Bestimmung des Hohlraumes von gestampftem Kies eine geeichte 7,07-cm-Würfelform von 353,4 cm³ Inhalt gewählt. Das Stampfen geschah im Hammerapparat nach Böhme durch 150 Hammerschläge.

Die dabei gefundenen Ergebnisse bleiben tatsächlich innerhalb der von Martens aufgestellten theoretischen Grenzen. Der gefundene Mittelwert von 36,69% für den Poreninhalt von gestampften gleichgroßen Körnern, z. B. Normensand, erscheint insofern beachtenswert, als er dem Mittel aus den von Martens errechneten Grenzwerten, welches genau $\frac{47{,}64 + 25{,}95}{2} = 36{,}795$ beträgt, sehr nahe liegt. Es erscheint also die Annahme gerechtfertigt, daß in Wirklichkeit die Körner eine an und für sich ganz unregelmäßige Lage zueinander einnehmen, die aber derselben Dichtigkeit entspricht, die erreicht werden würde, wenn die Lagerung zur Hälfte nach *A* (Würfellagerung) und zur anderen Hälfte nach *B* (Tetraederlagerung) geschehen würde.

Martens hat dann weiter für beide Lagerungsarten den Durchmesser und die Menge der nächst kleineren Kugeln K_2, K_3 usw. berechnet, die zwischen den großen Kugeln K_1 Platz haben, damit ein möglichst dichtes Gerippe erzielt wird unter der Bedingung, daß die Gesamtoberfläche der einzelnen Körner möglichst klein wird.

In der Kurventafel 1 sind für beide Lagerungsarten die einzelnen Kugelgrößen zu ihren prozentualen Gewichtsanteilen durch zwei Linienzüge (für Lagerung *A* gestrichelt und für Lagerung *B* punktiert) dargestellt. Die



Kurventafel 1.

stark ausgezogene Linie charakterisiert eine Kornzusammensetzung, wie sie jetzt fast allgemein u. a. auch nach O. Graf[5]) auf Grund von Versuchsergebnissen für die Zusammensetzung des Mörtels anzustreben ist, „solange weitergehende Feststellungen Abweichungen nicht angezeigt erscheinen lassen". Auffällig ist, daß die von Martens aufgestellten theoretischen Betrachtungen zwei Siebkurven ergeben, die wesentlich von der allgemein üblichen Grafschen Kurve abweichen. Auch die von Fuller und Thompson[6]) aufgestellte Siebkurve (in der Kurventafel lang gestrichelt) nimmt einen wesentlich anderen Verlauf.

Unter Zugrundelegung von Annahmen und Voraussetzungen, die den theoretischen Entwicklungen von Martens möglichst entsprechen, hat der Verfasser an Hand von praktischen Laboratoriumversuchen nach der dichtesten Kornzusammensetzung gesucht. Die verwendeten Drahtsiebe hatten die lichten Maschenweiten von 0,3, 0,6, 0,8, 1,7, 4,0 und 6,0 mm.

Dieser nach der Martensschen Theorie konstruierte Siebsatz ist wenig rationell, weil die Mengen der einzelnen Korngrößen ganz ungleich sind und auch nicht zu den entsprechenden Durchmessern einigermaßen im Verhältnis stehen, was schon gefühlsmäßig erwünscht wäre.

Um diesem Übel abzuhelfen, macht A. Mayer[7]) den Vorschlag, die Lochweiten in den einzelnen Sieben um einen regelmäßigen prozentischen Zuschlag zu steigern. Diesem Gedanken werden einige Siebsätze, z. B. diejenigen von Abrams und Talbot, sowie der vom Untersuchungsamt der Stadt Charlottenburg verwendete, gerecht. Für die beiden erstgenannten beträgt der prozentische Zuwachs der Lochweite 100%, für den Charlottenburger Siebsatz mit den Maschenweiten 6,3, 2,0, 0,63, 0,2 mm 215%.

Da für die Beurteilung der späteren Ergebnisse eine möglichst genaue Bestimmung der Oberfläche des Kieses wünschenswert erscheint, ist für die angestellten Versuche noch eine Trennung der Korngrößen durch Siebe mit lichten Weiten von 7,5, 6,3, 4,0, 3,0, 2,0, 1,0, 0,63 und 0,2 mm vorgenommen worden.

Die für die Untersuchung des Kieses verwendeten Siebe sind genau zu ersehen aus der umstehenden Tabelle 1.

Die in dieser Tabelle ermittelten Werte beziehen sich auf Weserkies, der in der Hauptsache aus Feldspat und Kalkstein bestand und fast frei von abschlämmbaren Stoffen war. Der Kies wurde unter dem Namen „Eisenbetonkies" von der Versuchsanstalt für Ingenieurbauwesen der Technischen Hochschule Braunschweig für Versuchszwecke von der Kiesbaggerei „Weser" in Rinteln bezogen und hatte ein spez. Gewicht von 2,63.

Da die einzelnen Körner weit von der Kugelform abweichen und mehr oder weniger langgestreckte, z. T. etwas flache ellipsoidähnliche Gestalt haben, werden die unter der Annahme der Kugelform theoretisch ermittelten Werte zu klein sein. Um nun einen annähernden Wert für die wirkliche Oberfläche zu ermitteln, ist vom Verfasser ein Versuch gemacht worden, der vermutlich noch nicht von anderer Seite angestellt worden ist, dessen Ergebnisse aber der Wirklichkeit gut zu entsprechen scheinen. Es sind aus dem angelieferten Weserkies zwei beliebige größere flache Steine zu 1,2 mm starken rechteckigen Platten herausgeschliffen worden, und zwar das eine Plättchen von den Abmessungen 17 · 23 mm und das zweite von 21 · 21,5 mm. Die Bestimmung der Oberfläche des Kieses geschah nun durch Feststellung der Gewichtzunahme durch Wasser-

[2]) Martens, Mitteilungen aus den Königl. Techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1897, S. 89 u. f.

[3]) Köhler, Über einige physikalische Eigenschaften des Sandes und die Methoden zu deren Bestimmung (S. 31). Diss. Nürnberg 1906. Druck von U. E. Sebald.

[4]) Allen Hazen, The filtration of public water-supplies. New York 1885. S. 19.

[5]) Otto Graf, Der Aufbau des Mörtels in Beton (S. 25). Berlin 1923. Verlag von Julius Springer.

[6]) Fuller und Thompson, Engineering News 1907, Band 57, S. 599 u. f.; Engineering Record 1907, Band 55, S. 580 u. f.; Proceedings of the American Society of Civil Engineers 1907, S. 222 u. f.

[7]) A. Mayer, Vorschläge zu einer rationellen Folge von Siebnummern der zu agrikulturchemischen und ähnlichen technischen Untersuchungszwecken dienenden Siebsätze. Zeitschrift für analytische Chemie 1902, 41. Jahrgang, S. 601 u. f.

Tabelle 1.

Weserkies, spez. Gewicht = 2,63.

Korngröße in mm	Gewicht[4]) von 500 Körnern in g	Körnerzahl auf 100 g Kies	Unter Annahme der Kugelform: mittl. ∅ berechnet aus (b) und dem spez. Gewicht in mm	Unter Annahme der Kugelform: Oberfläche in cm² von 100 g Kies	Oberfläche durch Anfeuchtung ermittelt für 100 g Kies in cm²
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Siebsatz I (möglichst viele Abstufungen).					
K_8 7,5 — 6,3	266,0	188	7,3	314,4	402
K_7 6,3 — 4,0	111,0	450	5,44	418,0	543
K_6 4,0 — 3,0	41,8	1 195	3,92	577	744
K_5 3,0 — 2,0	14,9	3 353	2,77	810	1 072
K_4 2,0 — 1,0	3,79	13 187	1,763	1 290	1 680
K_3 1,0 — 0,63	0,26	192 334	0,723	3 165	4 102[3])
K_2 0,63 — 0,2	0,047[2])	1 063 334	0,41[1])	5 620	7 300[3])
K_1 0,2 — 0,0	0,00069[2])	72 466 667	0,10[1])	22 480	29 200[3])
Siebsatz II[5]) (entsprechend der Theorie nach Martens).					
K_6 6,0 — 4,0	103	485	5,31	431	561
K_5 4,0 — 1,67	8,45	5 921	2,31	909	1 187
K_4 1,67 — 0,83	0,930	53 780	1,10	1 980	2 575
K_3 0,83 — 0,57	0,236	212 000	0,70	3 265	4 240
K_2 0,57 — 0,2	0,047	1 063 000	0,41	5 620	7 300
K_1 0,2 — 0,0	0,00069	72 466 667	0,10	22 480	29 200
Siebsatz III[5]) (Charlottenburger).					
K_4 6,3 — 2,0	41,7	1 198	3,92	539	702
K_3 2,0 — 0,63	0,343	145 730	0,79	2 675	3 540
K_2 0,63 — 0,2	0,047	1 063 334	0,41	5 620	7 300
K_1 0,2 — 0,0	0,00069	72 466 667	0,10	22 480	29 200

[1]) geschätzt. [2]) berechnet aus [1]).

[3]) Diese Werte waren durch Versuch nicht mehr zu ermitteln. Die für K_8 bis K_4 durch Versuch gefundenen Werte ergeben im Durchschnitt etwa 130 % der entsprechenden Werte von (e). Aus diesem Grunde sind die Werte für K_3 bis K_1 unter (f) gleich dem 1,3fachen Werte der entsprechenden Größen unter (e) gesetzt.

[4]) Mittelwert aus vier Wägungen.

[5]) Die genaue Ermittlung der Werte für die Siebsätze II und III ist in der ausführlichen Schrift des Verfassers angegeben.

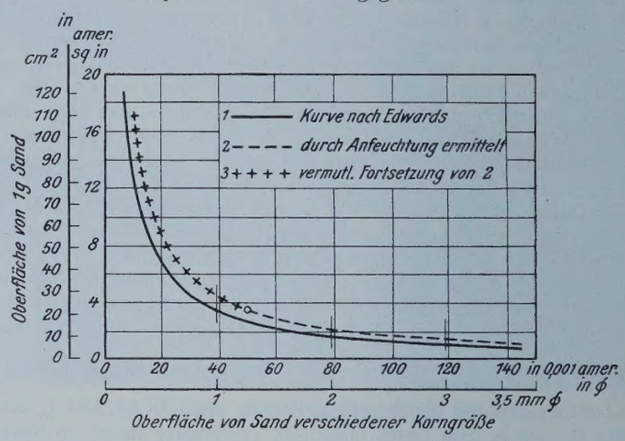
benetzung, wobei die beiden Plättchen von bekannter Oberfläche als Vergleichsmaßstab dienten. Es wurden zunächst die Plättchen bis zur Gewichtstetigkeit im Trockenschrank durch Erhitzen bis auf 105 bis 110 ° getrocknet und dann im Exsikkator abgekühlt. Dann wurden die Plättchen in Wasser getaucht, mit einer Pinzette herausgenommen, mit einer anderen trockenen gehalten, damit jedes Adhäsionswasser vermieden wurde, und jede Ecke der Plättchen etwa 1 Sekunde lang mit trockenem Fließpapier in Berührung gebracht und dann das Gewicht jedes Plättchens im feuchten Zustande bestimmt. Die Gewichtzunahme gegenüber dem Trockengewicht entspricht dann der betreffenden Oberfläche. Die Versuche wurden für jedes Plättchen viermal angestellt. Im Mittel ergab sich, daß eine Gewichtzunahme von 1 g durch Anfeuchtung einer Oberfläche von 233,96 cm entsprach.

Entsprechende Versuche sind mit Weserkies für die einzelnen Korngrößen K_8 bis K_4 der Tabelle 1, Siebsatz 1, angestellt worden. Für die Korngrößen K_3 bis K_1 wurden diese Versuche wegen des geringen Korngrößendurchmessers sehr schwierig, die Ergebnisse schwankten sehr erheblich und erschienen daher wertlos. Der praktische Versuch war folgender: Die einzelnen Korngrößen K_8 bis K_4 wurden, jede Korngröße für sich, in Wasser gelegt und die Körner möglichst einzeln mit einer Pinzette herausgenommen und auf schräg gestelltem trockenen Fließpapier in einem Platintiegel von bekanntem Gewicht abgerollt. Nachdem das Gewicht der feuchten Kiesmenge festgestellt war, wurde der Platintiegel mit dem feuchten Kies so lange im Trockenschrank einer Temperatur von 105 bis 110 ° ausgesetzt, bis das Gewicht konstant blieb. Aus der Gewichtsabnahme gegenüber dem feuchten Zustande ist die Oberfläche bestimmt worden unter Berücksichtigung der vorher gefundenen Beziehung, wonach 1 g Feuchtigkeit einer Oberfläche von 233,96 cm² entspricht. Die Einzelwerte sind in Tabelle 2 enthalten, sie stellen immer das Mittel aus vier Versuchen dar:

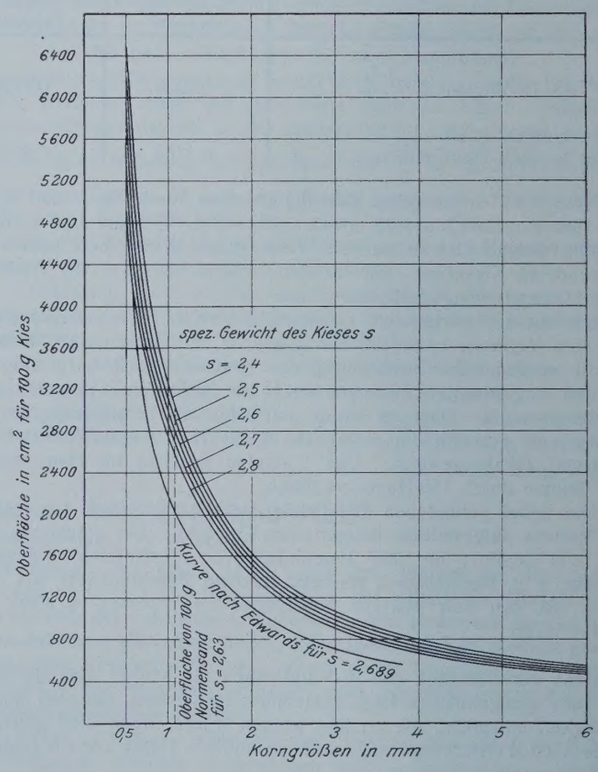
Tabelle 2.

Korngröße in mm	Gewicht des Kieses in g: trocken	Gewicht des Kieses in g: feucht	Gewichtzunahme in g	Sich ergebende Oberflächen in cm²: für die ganze Kiesmenge	Sich ergebende Oberflächen in cm²: für 100 g
K_8 7,5 — 6,3	10,2460	10,4221	0,1761	41,1980	402
K_7 6,3 — 4,0	6,2890	6,4350	0,1460	34,1582	543
K_6 4,0 — 3,0	2,1650	2,2338	0,0688	16,0965	744
K_5 3,0 — 2,0	1,4250	1,4902	0,0652	15,2542	1072
K_4 2,0 — 1,0	0,3962	0,4246	0,0284	6,6445	1680

Es ist ohne weiteres klar, daß die gefundenen Ergebnisse keinen Anspruch auf völlige Genauigkeit machen können, da sich Fehler, z. B. durch weniger geschickte Handhabung oder durch sonstige Zufälligkeiten, nie ganz vermeiden lassen. Immerhin scheinen die ermittelten Werte der Wirklichkeit ungefähr nahe zu kommen; sie betragen im Durchschnitt das 1,3fache der in Spalte (e) der Tabelle 1 errechneten Werte. In Kurventafel 2 sind die durch Versuch ermittelten Oberflächenwerte durch die gestrichelte Kurve dargestellt im Vergleich zu den von Edwards[8]) unter Annahme der Kugelform errechneten Werten, die der ausgezogenen Kurve entsprechen, und in der Kurventafel 2b ist die wirkliche Oberfläche von 100 g Kies mit den spez. Gewichten 2,4 bis 2,8 für jede Korngröße durch die entsprechende Ordinate gegeben.



Kurventafel 2.



Kurventafel 2b.

Graphische Darstellung der Oberfläche von 100 g Kies zur Korngröße.

Für jeden Siebsatz ist die Beziehung zwischen dem Litergewicht des gestampften Kieses zu der Kornzusammensetzung durch Versuche ermittelt und durch Kurven dargestellt. Die Versuche sind in der Weise angeordnet, daß zunächst das Raumgewicht der größten Korngröße bestimmt, dann nach und nach von der nächst kleineren Korngröße verschiedene Gewichtsteile gut damit vermischt und jedesmal das Raumgewicht dazu ermittelt wurden. Das Stampfen geschah wiederum in einer geeichten 7,07-cm-Form durch 150 Hammerschläge im Böhmeschen Hammerapparat. Für den Siebsatz I war es auf diese Weise nicht möglich, auf empirischem Wege eine Kornzusammensetzung mit einem so großen Litergewicht zu finden wie

[8]) Published by the „American Society for Testing Materials 1918". Proceedings of the twenty-first annual meeting. Vol. XVIII, Part II, S. 236 u. f.

unter Zugrundelegung der Korngrößeneinteilungen entsprechend den Siebsätzen II und III. Unter Umrechnung auf einen größten Korndurchmesser von 7 mm wurden für einige dichte Mischungen in Kurventafel 1 die dazu gehörigen Siebkurven (+ + + + + + gekennzeichnet) eingetragen, aus deren Verlauf man deutlich erkennt, daß die aus der Martensschen Theorie sich ergebenden Siebkurven weit von der in Wirklichkeit günstigsten Siebkurve entfernt sind. Die gefundenen Siebkurven entsprechen am meisten noch der Fullerkurve, die besagt, daß die Korngröße der Teile, die bis $^1/_{10}$ des Durchmessers der größten Steine aufweisen, durch eine Ellipse und die gröberen Teile durch die anschließende Tangente *a* bis *d* begrenzt wird.

Um die Frage zu beantworten, welcher von den verwandten Siebsätzen bei der Untersuchung bezw. Begutachtung von Betonkies am zweckmäßigsten erscheint, ist folgendes zu bemerken:

Die empirisch angestellten Versuche nach der Mischung der größten Dichtigkeit haben für die Kornzusammensetzung nach Siebsatz I keine besonders günstigen Ergebnisse geliefert, für diejenigen nach Siebsatz II (Martens) sind sie schon erheblich besser ausgefallen. Die größte Dichtigkeit wurde erreicht bei der Trennung nach dem Charlottenburger Siebsatz und noch dazu im Vergleich zu den anderen Siebsätzen durch verhältnismäßig wenige Versuche. Ein Siebsatz, bestehend aus nur vier Sieben, hat also schneller zum Ziele (größter Dichtigkeit) geführt. Also wird auch umgekehrt ein zu verwendender Betonkies schneller und gründlicher begutachtet werden können unter Anwendung des Charlottenburger Siebsatzes oder eines solchen, dessen Maschenweitenzuwachs prozentual den Korngrößen entspricht. Welcher Wert für den Maschenweitenzuwachs, der bei dem Charlottenburger Siebsatz 215% beträgt — die lichte Maschenfläche beträgt dann immer das 10-fache derjenigen des nächst kleineren Siebes —, am günstigsten ist, sei weiterer Forschung überlassen. Zweckmäßig ist jedenfalls eine möglichst geringe Anzahl von Sieben zu erstreben, die mit steigendem Maschenweitenzuwachs abnimmt.

Für die sich aus den Versuchen ergebenden dichtesten Mischungen beträgt die Summe der Gewichtsanteile der beiden größten Korngrößen etwa 65% des Gesamtgewichts der ganzen Kiesmischung, ein Ergebnis, das mit vielen Angaben in der Fachliteratur übereinstimmt.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Wasserlose Gasbehälter.

Der wasserlose Gasbehälter ist der Fachwelt nicht mehr unbekannt. Er ist vielfach ausgeführt worden; wertvolle Betriebserfahrungen[1]) über ihn liegen vor. Auch für den Bauingenieur dürfte eine kurze Darstellung dieser bedeutenden Neuerung auf dem Gebiete der Gasspeicherung von Belang sein, da es sich dabei um Bauwerke von außergewöhnlich großen Abmessungen handelt, deren Entwurf und Ausführung mancherlei Schwierigkeiten bietet.

Die Fachleute hatten schon längst das Bedürfnis nach wasserlosen Gasbehältern, da bei diesen das teuere Wasserbecken samt seiner kostspieligen Gründung und die empfindlichen Wassertassenabschlüsse mit ihrer umständlichen und teueren Heizung entfallen. Eine brauchbare Lösung bildete aber erst der in den letzten zehn Jahren entstandene Scheibengasbehälter der Maschinenfabrik Augsburg - Nürnberg A.-G. (M. A. N.).

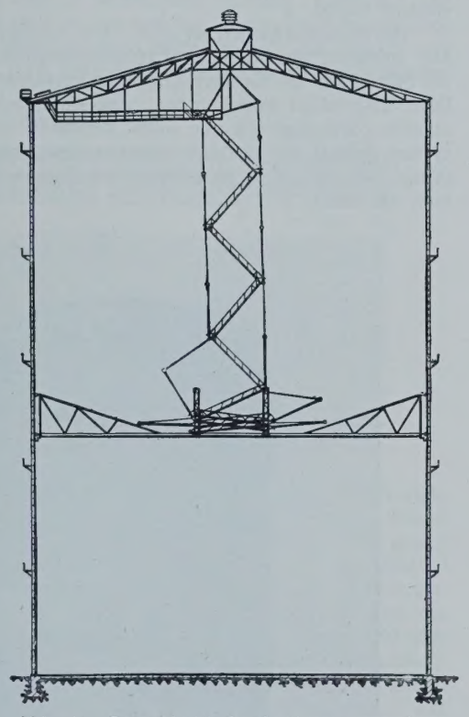


Abb. 1. Querschnitt durch einen wasserlosen M. A. N.-Scheibengasbehälter.

Er besteht aus einem festen überdachten, vieleckigen Gehäuse, dessen Eckmantelpfosten aus I-Eisen gebildet sind. Die Niete sind an der Innenwand durchweg versenkt. Zwischen den Mantelpfosten liegen die Behältermantelbleche, die an den Längswänden zwecks Versteifung umgebördelt und nach Einbringung einer mit Bleimennige und Leinöl getränkten Jutedichtung in den Bördeln vernietet werden.

Über dem obersten Mantelschuß ist eine Glaswand angebracht, die den Eintritt von Tageslicht in das Behälterinnere gestattet. Auf einem noch darüberliegenden Blechschuß ist das Tragwerk des kegelförmigen Daches aufgesetzt. Die Dachdeckung selbst besteht bei größeren Behältern meistens aus Holz, das mit einer Doppelschicht von Dachpappe überzogen ist. An der Dachspitze ist eine Entlüftungshaube (Laterne) vorgesehen. Durch geeignete Anordnung von lotrechten Versteifungspfosten und wagerechten Versteifungsringen, sowie durch das Dachkuppelgespärre wird dem ganzen vieleckigen Gebäude die nötige Standfestigkeit gegen Winddruck verliehen.

Im Behälterinnern bewegt sich die (Abb. 1) den Gasraum nach oben abschließende Scheibe. Sie wird in den Eckpfosten durch je zwei übereinander angeordnete Rollen geführt, so daß ihr hemmungsfreies kolbenartiges Auf- und Abgleiten gewährleistet ist. Der Rand der Scheibe ist in eigenartiger Weise in Form einer mit Teer gefüllten Rinne gegen die Behälterwand gasundurchlässig abgedichtet (Abb. 2).

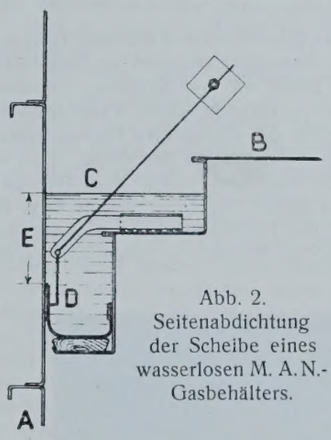


Abb. 2. Seitenabdichtung der Scheibe eines wasserlosen M. A. N.-Gasbehälters.

Das Ablaufen des Dichtungsmittels wird durch besondere Abdichtkörper verhindert. Die kleine Menge Teer, die dazwischen noch durchsickert, gleitet an der Innenwand herunter, sammelt sich in der Bodentasse, fließt von hier in mehrere Sammelbehälter und wird dann wieder in die Verteiler hochgepumpt. Elektromotoren von 1 bis 1,5 PS Leistung, die selbsttätig durch Schwimmer in den Teersammelbehältern angelassen werden, treiben die Teerpumpen an.

Die äußeren Umgänge sind durch Treppen verbunden.

Vom obersten Umgang aus ist die Dachlaterne durch einen auf dem Dach angeordneten Laufstege erreichbar. Von dem an der Laterne angebrachten Umgange führt eine Tür in das Innere des Behälters. Der Einstieg kann auch durch eine Dachluke am Dachrande stattfinden, von wo aus dann eine Treppe und ein Laufsteg nach der Mitte des Behälters zur beweglichen Treppe oder Leiter führt.

Im Innern der Laterne hängt eine Scherenleiter mit Rückenschutz, die auf die Scheibe herabführt und sich deren Bewegungen anschmiegt. Die Teertassen sowie Führungsrollen der Scheibe können auf diesem Wege erreicht werden. Für Behälter über 100 000 m³ Inhalt wird die Scherenleiter durch die in Abb. 3 dargestellte ausziehbare Treppe ersetzt.

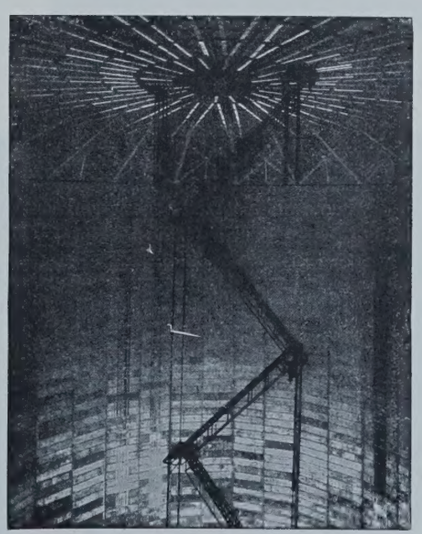


Abb. 3. Ausziehbare Treppe im Innern des wasserlosen M. A. N.-Gasbehälters (120 000 m³) der Zeche Mathias Stinnes, Essen.

Die Aufstellung eines wasserlosen Scheibengasbehälters (Abb. 4) vollzieht sich in denkbar einfachster Weise. Es werden zunächst Behälterboden, Scheibe und Dach nebst den untersten Mantelschüssen einschließlich der Pfosten zusammengebaut. Die Scheibe mit Dach wird dann durch Preßluft so weit gehoben, als es das Anbringen weiterer Mantelschüsse erfordert. Die Scheibe ist somit die eigentliche Montage-

[1]) Betriebserfahrungen mit einem wasserlosen Gasbehälter von Direktor Fleisch, Gaswerk Durlach-Baden. Vergl. „Gas- u. Wasserfach" 1921, Heft 49 vom 3. Dezember. — Betriebserfahrungen bei einem wasserlosen Gasbehälter von Dipl.-Ing. Liesching, städt. Lichtwerksdirektor, Buer. Vergl. „Gas- u. Wasserfach" 1926, Heft 24 vom 12. Juni. — Der wasserlose Scheibengasbehälter auf der Zeche Mathias Stinnes 1/2 von Dr.-Ing. F. Müller, Karnap bei Essen. Vergl. „Glückauf" 1926,. Heft 3 vom 16. Januar, sowie „Gas- u. Wasserfach" 1926, Heft 17 vom 24. April.

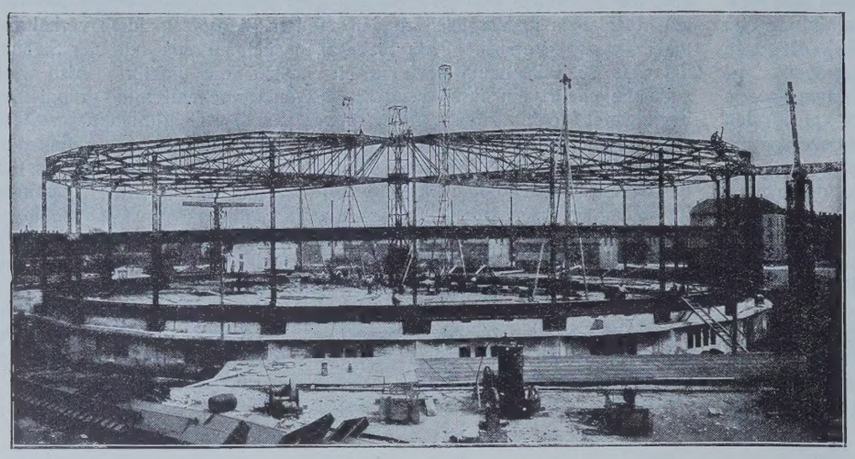


Abb. 4. Wasserloser Gasbehälter der Gasgesellschaft Hamborn im Bau. Nutzinhalt 300 000 m³.

bühne. Erleichtert und beschleunigt wird die Aufstellung durch hierfür besonders gebaute Krane.

In ästhetischer Beziehung genügt der wasserlose Gasbehälter weitgehenden Ansprüchen. Er fügt sich in das Städtebild gut ein und wirkt namentlich in gigantischeren Abmessungen wie ein turmartiges monumentales Hochhaus.

Die wasserlose Anordnung erspart gegenüber den früheren Behältern mit Wasserbecken durch Wegfall der Wasserlast erheblich an Baugewicht und ermöglicht dadurch einen viel leichteren und billigeren Unterbau: die Grundfläche wird mit nur etwa $^1/_{50}$ Gewicht eines Wasserbehälters gleichen Inhalts belastet. Das ist neben der allgemeinen Kostenersparnis bei ungünstigen Bodenverhältnissen von besonderer Bedeutung, z. B. auf Moorboden, auf Bergwerkgelände mit Bodensenkungen und sonstigem unsicheren Baugrunde. Bei etwaigem Setzen des Untergrundes kann der Behälter ohne längere Unterbrechung des Betriebes wieder geradegestellt werden. Auch kann das Fundament zu Magazinen ausgebaut werden (Abb. 5).

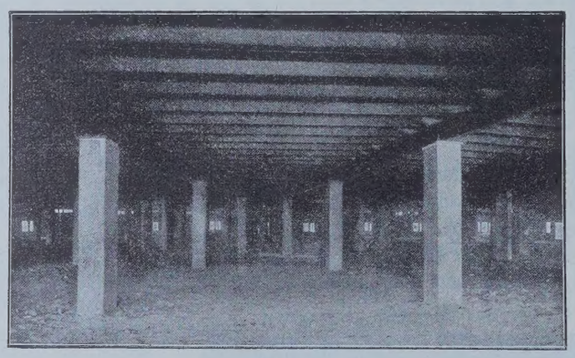


Abb. 5. Ausbau des Fundaments zu Speicherräumen. Gasbehälter Hamborn IV. (300 000 m³ Inhalt).

Die schlanke, turmartige Bauform gestattet eine vorzügliche Bodenflächenausnutzung, d. h. auf der gleichen Grundfläche kann man mehr Gas speichern als bei anderen Bauarten. Auch läßt sich der Behälter, sofern dies von Anfang an vorgesehen war, jederzeit noch vergrößern, und zwar durch einfache Erhöhung der Behälterwand, wenn nötig, sogar ohne Betriebsunterbrechung.

Neben diesen Vorteilen bezüglich der Anlagekosten zeigt die neue Behälterart auch noch eine Reihe betrieblicher Vorteile. Die lästige und kostspielige Beheizung des Absperrwassers in den Wintermonaten bei Frostgefahr entfällt. Der Betrieb ist denkbar einfach; er erfordert geringste Bedienungs- und Betriebskosten bei hoher Betriebsicherheit. Messungen ergaben, daß die durch das Hochpumpen des Teers entstehenden jährlichen Stromkosten nur einen kleinen Bruchteil des Aufwandes für die Heizung des Behälters mit Wasserbecken betragen.

Der Anstrich der Behälteraußenwand braucht, wie bei gewöhnlichen Eisenbauten, nur alle 5 bis 7 Jahre erneuert zu werden gegenüber einem Anstrich in Zeitabständen von 2 bis 3 Jahren bei alten Wasserbehältern. Die Innenwand wird durch den ständig herabfließenden Teer vor Rost geschützt. Bei den Gasbehältern mit Wasserbecken hingegen ist die Anstricherneuerung der ins Wasser tauchenden Glocken und Hubteile eine Quelle steter Verlegenheit.

Alle Behälterteile sind durch Umgänge, Treppen und Scherenleiter auch im Betriebe leicht zugänglich. Das den Behälter durchstreichende Gas verläßt ihn so trocken, wie es ihm zugeführt wurde. Infolge der Abkühlung des Gases im Winter etwa sich niederschlagendes Wasser wird selbsttätig vom Teer abgeschieden. Der

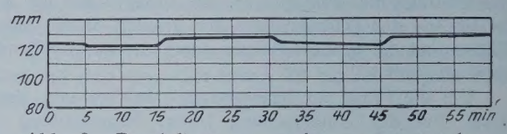


Abb. 6. Druckdiagramm, aufgenommen an dem wasserlosen M. A. N.-Scheibengasbehälter Gaswerk Durlach, Baden.

Gasdruck ist sehr gleichmäßig. Die Scheibe folgt sofort und stoßfrei jeder Änderung des Druckes (vgl. Diagramm Abb. 6).

Mehrjährige Erfahrungen haben die Dichtheit und die Betriebsicherheit der Scheibengasbehälter erwiesen. So hat der Behälter des Gaswerkes Buer seit seiner Inbetriebsetzung im Frühjahr 1923 einwandfrei und ohne jegliche Störung gearbeitet. Irgendwelche Gasausströmungen, also Gasgeruch im Innern des Behälters waren nicht zu bemerken. Die kurz nach Inbetriebsetzung und ein Jahr später vorgenommenen Dichtigkeitsproben haben ergeben, daß der gewährleistete Höchstverlust lange nicht erreicht wurde.

Die Betriebsicherheit ist groß. Um etwaigen Bedenken zu begegnen, die anläßlich des Posener Explosionsunglücks laut wurden, hat am 26. März 1926 zu Gustavsburg eine Versammlung der Besitzer wasserloser Gasbehälter stattgefunden. Die Aussprache hat mit Einstimmigkeit ergeben, daß nach wie vor volles Vertrauen in das wasserlose Behältersystem gesetzt und den Interessenten diese Konstruktion empfohlen wird. (Vergl. den entsprechenden Bericht im „Gas- u. Wasserfach“ 1926, Heft 24 vom 12. Juni.)

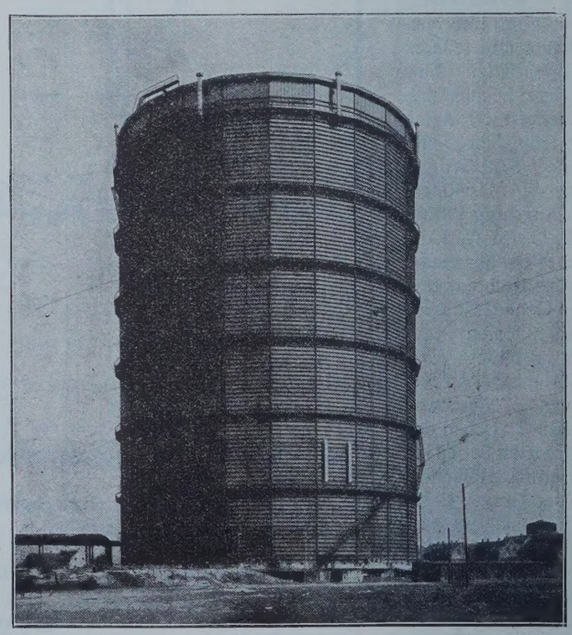


Abb. 7. Wasserloser Gasbehälter Hamborn (300 000 m³ Inhalt).

Auch über den wasserlosen Großbehälter der Zeche Mathias Stinnes, Karnap bei Essen, liegen schon seit länger als einem Jahr Erfahrungen über die Bewährung und den Betrieb vor. Seine Dichtheit ist einwandfrei und durchaus zuverlässig. Schon beim Abnahmeversuch wurde die gewährleistete Dichtezahl erheblich unterschritten, und zwar hatte sich bei dem zunächst mit Luft gefüllten Behälter bei geschlossenen Ein- und Ausgangsschiebern nach siebentägiger Beobachtung die ursprüngliche Luftmenge nur um 0,309% verringert gegenüber dem gewährleisteten größten Verlust von 2% für 7 Tage. Von der Ausführung der vertragsmäßig vorgesehenen zweiten Dichtheitsprüfung nach Ablauf des ersten Jahres wurde Abstand genommen, weil schon der tägliche Vergleich der dem Behälter zugeführten und entnommenen Gasmengen eine gute Übereinstimmung zeigte und die einwandfreie Dichtheit des Behälters erkennen ließ.

Einzelne Werke haben, um sich von dem einwandfreien Arbeiten des Behälters selbst überzeugen zu können, einen besonderen Überwachungsdienst eingerichtet.[2])

Der Gasdruck und die Gastemperatur werden am Behälterausgang und auf der Scheibe gemessen und aufgezeichnet. Der Druck auf der Scheibe ist dabei praktisch stets gleich; er beträgt in Karnap 130 mm WS. Eine geringfügige Druckschwankung um höchstens 5 mm WS läßt sich lediglich bei der Änderung der Bewegungsrichtung der Scheibe feststellen.

Von größter Bedeutung beim Betriebe eines Scheibengasbehälters ist die Beschaffenheit des als Abdichtungsflüssigkeit dienenden Teeres. Man verwendet mit Vorteil einen an Asphaltstoffen und Asphaltbildnern möglichst armen Teer, der den Übelstand der Verdickung nicht zeigt, trotzdem aber entsprechend kältebeständig ist.

Die Betriebskosten sind gering. Sieht man von dem Kapitaldienst und dem Anstrich ab, so kommen nur Strom- und Wartungskosten in Betracht. Aus der in der Fußnote [1]) angeführten Veröffentlichung von Dr. Müller ist zu entnehmen, daß für den Karnaper Behälter von 120 000 m³ Inhalt die täglichen reinen Betriebskosten in der ungünstigsten Jahreszeit 2,662 R.-M. betragen. Bei einem täglichen Gasdurchgang von rd. 100 000 m³ betragen in diesem Falle die reinen Betriebskosten für je 1000 m³ durchgesetzten Behältergases nur 2,662 Pfennig.

Nach den vorstehenden Ausführungen ist es verständlich, daß sich die neue Bauart im In- und Auslande rasch eingebürgert hat und fortgesetzt große Verbreitung findet. 96 wasserlose Scheibengasbehälter mit einem Gesamtinhalt von über 6 Mill. m³ sind bis jetzt schon zur Ausführung gelangt.

In Amerika sind zurzeit die größten Gasbehälter der Welt nach dem wasserlosen System ausgeführt. Das Fassungsvermögen eines solchen Behälters beträgt 425 000 m³. Diese Behälter mit ihren gigantischen Abmessungen von 115 m Höhe und 78 m Durchmesser werden an Wuchtigkeit ihren Nebenbuhlern, den Wolkenkratzern, nicht nachstehen; noch größere Behälter sind geplant.

Der größte Behälter dieser Art in Deutschland (Abb. 7) hat 300 000 m³ Inhalt. Er steht im Ruhrgebiet und ist bereits der vierte Auftrag auf wasserlose Gasbehälter für dieselbe Großfirma.

[2]) Vergl. Veröffentlichung von Dr. Müller in „Glückauf" (Fußnote [1]).

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonquerschwelle.

In Deutschland ist man aus wirtschaftlicher Betriebsführung heraus dazu übergegangen, Achsdrücke von 25 t einzuführen. Dieses Anwachsen der Lasten stellt hohe Anforderungen an den Oberbau der Eisenbahn. Man mußte das senkrechte Tragvermögen des Oberbaues vergrößern und das Gewicht des Oberbaues durch Schwellenvermehrung erhöhen. Die Schwellenteilung ist schon jetzt so eng, daß das Stopfen der Schwelle noch eben möglich ist, es bleibt demnach nichts mehr übrig, als das Gewicht des Oberbaues zu vergrößern. Dies kann man erreichen durch eine schwerere

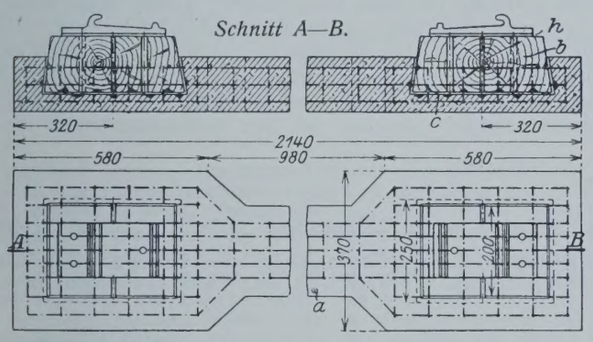


Abb. 1. Betonschwelle Bauart Roudolf.

Schiene. Dieses Mittel ist aber sehr teuer. Zweckmäßiger ist es, die Schwelle schwerer zu machen. Unsere jetzige Eisenschwelle ist zu leicht, unsere Holzschwelle ist zwar schon schwerer, aber auch noch nicht schwer genug für die heutigen schweren Lasten. Am besten eignet sich als Material zur Gewichtsvermehrung der Schwelle der Eisenbeton, über dessen Bewährung ja schon hinreichende Erfahrungen vorliegen. Je schwerer die Schwelle wird, um so ruhiger liegt sie in der Bettung, beansprucht also das Stopfmaterial am wenigsten und bedarf der geringsten Unterhaltung. Die Betonschwellen haben dies gezeigt, sie liegen am besten in gutem durchlässigen Grubenkies. Das teure Schotterbett kann wegfallen. Mit dem Größerwerden der Achslasten wachsen auch die Seitenkräfte. Diese Seitenkräfte müssen zum größten Teil von der Schiene aufgenommen werden. Hierzu eignet sich unsere Breitfußschiene schlecht, da bei Vergrößerung des Querschnittes die Tragfähigkeit in senkrechter Richtung sehr zunimmt, aber die Quer- oder Seitensteifigkeit geringer wächst.

Drei Umstände sind bei der Lösung des Betonschwellenproblems maßgebend:

1. die Frage, die Befestigungsmittel für die Schiene bequem und sicher einzubringen;
2. die Frage, ein Mittel zu finden, die starken Stöße der Räder bei den hohen Achslasten elastisch auf die Schwelle zu übertragen;
3. die Frage, die bis jetzt immer aufgetretenen Brüche in der Mitte der Schwelle zu verhüten.

Die Querschwelle Bauart Roudolf (Abb. 1) besteht aus Beton von einer Mischung 1:4 mit Eiseneinlagen.[1]) Zur Aufnahme der üblichen Befestigungsmittel dienen Hartholzklötze *b*, die in der Mitte geteilt sind, um Bewegungen des Holzes beim Quellen zuzulassen. Eindringendes Wasser kann unter den Klötzen durch ein Loch in der Schwelle abfließen. Der Klotz selbst, der gut getrocknet und getränkt sein muß, ist trapezförmig und mit gezacktem Eisenblech *c* umnagelt, damit der Beton am Eisen haftet und so den Klotz festhält. Auf dem geteilten Klotze liegt eine Hartpapierplatte *h*, die die Stöße elastisch auf den Klotz und auf die Schwelle überträgt, wobei sie sich auf rd. 10 % ihrer Dicke zusammendrücken läßt, ohne ihre Gestalt zu ändern. Die Hartpapierplatte ist ein wesentlicher Bestandteil der Konstruktion, durch sie wird die Betonschwelle erst brauchbar. Das Hartpapier wird aus gewöhnlichem Papier hergestellt, das in verschiedenen Ölsorten getränkt und nachher unter hohem Druck gepreßt wird. Bei Holz- und Eisenschwellen, auch auf Brücken, kann man Hartpapierplatten zur Schonung des Oberbaues verlegen. Nicht nur die Schwellen erhalten dadurch eine längere Lebensdauer, sondern vor allem lockern sich die Befestigungsmittel nicht. Schrauben, die zum Festhalten der Klemmplatten beim eisernen Oberbau dienen, brauchen lange Zeit nicht angezogen zu werden, ebenso Schwellen-

[1]) D.R.G.M. 735 865 u. 847 904.

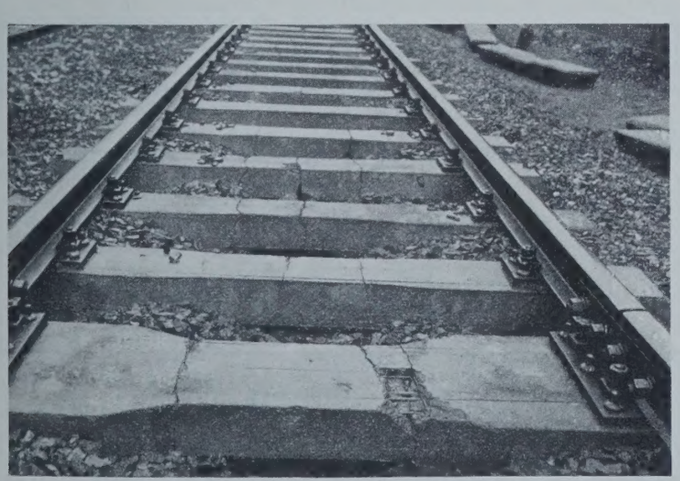


Abb. 2. Betonschwellen anderer Bauart.

Abb. 3. Betonschwellen anderer Bauart.

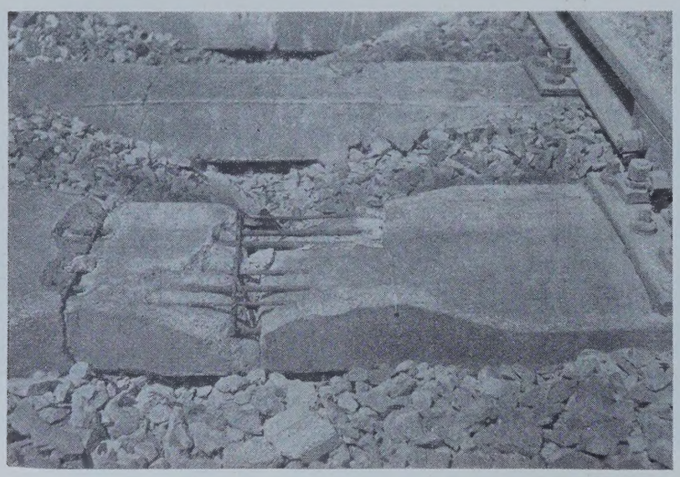


Abb. 4. Doppelschwelle aus Beton anderer Bauart.

schrauben bei Holzschwellen. Die Federringe werden vollständig entbehrlich.

Auf der Hartpapierplatte liegt die eiserne Unterlagplatte, die die üblichen Befestigungsmittel, wie Schrauben mit Klemmplatten oder Schwellenschrauben oder Nägel, aufnimmt. Alle üblichen Befestigungsmittel können verwendet werden. Die Betonschwelle mit Hartholzklötzen kann genau so wie eine Holzschwelle behandelt werden; sind die Löcher für die Schwellenschrauben ausgeleiert, so wird der Klotz in der Schwelle verdübelt.

Bei der Asbestonschwelle werden die Teile der Schwelle unter der Eisenunterlagplatte, die die Schwellenschrauben aufnehmen müssen, aus einem Gemisch von Asbest und Beton hergestellt. In diesen Körper aus „Asbeston" werden die Löcher für die Schrauben gebohrt, eine Arbeit, die sehr schwierig ist und viel Bohrwerkzeug kostet. Ob dieser künstliche Körper in der Schwelle den großen Beanspruchungen der Schwellenschrauben durch die Räder der schweren Fahrzeuge ebenso gewachsen ist, wie ein Naturerzeugnis wie das Holz, das muß ausprobiert werden.

Die Schwellen, die die neuesten ⎍-förmigen Unterlagplatten tragen, auf denen die Schienen durch von oben her durchgesteckte Bolzen mit Spur- und Klemmplatten verbunden sind, haben sich am besten bewährt. Hierbei ist die Unterlagplatte für sich mit Schwellenschrauben auf der Schwelle befestigt. Diese Trennung wirkt demnach günstig. Die Schwellen, die die gewöhnlichen Unterlagplatten tragen, durch die die Schrauben, die gleichzeitig die Klemmplatten festhalten, durchgreifen, werden mehr beansprucht an den Stellen, an denen die Schwellenschrauben zur Befestigung auf der Schwelle sitzen. Durch die Befestigung der neuen ⎍-förmigen Unterlagplatte auf der Schwelle und besondere Befestigung der Schiene auf der Platte mit den üblichen Klemmplatten wird eine geringe Bewegung auf der Platte möglich, dadurch wird die Schwelle sehr geschont.

Die Befestigung der Schiene auf der Betonschwelle und die elastische Übertragung der Achsdrücke auf die Schwelle wären gelöst, schwieriger zu lösen ist die Frage, die bis jetzt immer aufgetretenen Risse in der Mitte der Betonschwelle zwischen den Schienen zu beseitigen. Diese Risse treten ganz unabhängig von der Breite der Auflagerfläche auf.

Abb. 2, 3 u. 4 zeigen Aufnahmen einer in Betrieb gewesenen Strecke anderer Bauart, über die Schnell- und Güterzüge gingen. Die Schwellen lagen teils in Kies, teils in Kleinschlag. Das Stopfmaterial wurde vorsichtig eingebracht zwischen Brettern, um es an die richtige Stelle zu bringen. Die Schwellen sind in der Mitte nicht unterstopft worden, damit dort die Schwelle nicht so stark beansprucht werden soll. Das half alles nichts, die Schwellen bekamen Risse in der Mitte, und zwar die Doppelschwelle mit ihrer sehr breiten Auflagerfläche am meisten (Abb. 4). Die gewöhnlichen Querschwellen zeigen dieselben Risse, nur in kleinerem Maßstabe. Es müssen demnach Biegungsspannungen auftreten in der Schwelle, die diese Zerstörungen hervorrufen. Dieser Übelstand kann beseitigt werden durch meine neue Konstruktion, die diese Biegungsspannungen unschädlich macht. In einem späteren Aufsatze werde ich, nachdem die Verhandlungen wegen der Auslandspatente auf Grund des mir bereits erteilten deutschen Reichspatentes beendet sind, über diesen Gegenstand berichten. Roudolf.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 10. September ausgegebene Heft 17 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Gustav Lampmann: Der gerade Weg. — Prof. Paul Schmitthenner: Ein Herrenhaus in Stuttgart.

Leichte ⌶-Profile für Trägerdecken.[1]) Eine Neuerung in der bisherigen Walzträgererzeugung wird von den Jones & Laughlin-Stahlwerken in Pittsburgh angekündigt. Die Firma bringt nach entsprechenden Vorarbeiten eine Reihe leichter ⌶-Träger in den Handel, die nur ein Drittel der bisherigen Normalprofile gleicher Höhe wiegen. Sie entspricht damit einem steigenden Bedürfnis nach geeigneten leichten Trägern für den Deckenbau, für welchen Zweck in den letzten Jahren zwei Steg an Steg zusammengeschweißte dünnwandige ⊏-Eisen in Amerika bekanntlich viel verwendet worden sind.

Die neuen, „J. & L. Junior" genannten Profile werden in Höhen von 6" bis 12" hergestellt (Abb. 1), in der die Maße auch in mm (eingeklammert) angegeben sind. Folgende Zahlentafel enthält die Hauptabmessungen und Querschnittsfunktionen, ebenfalls in Zoll und cm. Zum Vergleich sind auch die Widerstandsmomente und Gewichte der amerikanischen Normalprofile gleicher Höhe angegeben.

Wenn man sich nun die Frage vorlegt, wie groß das mit der Gewichtseinheit an Stahl, je Längeneinheit, erzeugte Widerstandsmoment ist, also den Wert $\frac{W}{g}$ bildet (s. Zahlentafel Spalte 11 u. 16), so ist man zunächst überrascht, daß die Normalprofile noch etwas günstiger sind als die neuen Leichtprofile. Worin soll denn dann der Vorteil der Leichtprofile bestehen? — Offenbar nur darin, daß sie eine günstigere Verteilung dieses Widerstandsmoments auf die Baubreite gestatten, also eine leichtere Querkonstruktion bedingen. Man kann mit den Leichtprofilen mit gleichem Eisengewicht rund die dreifache Anzahl an

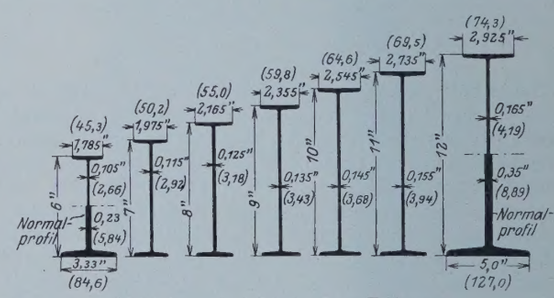


Abb. 1. „J. & L. Junior"-⌶-Träger.

[1]) Nach Eng. News-Rec. vom 6. 5. 26, Vol. 96, S. 736.

Zahlentafel.

Neue Leichtprofile											Amerikanische Normalprofile				
h		F		J		W		g		$\frac{W}{g}$	W		g		$\frac{W}{g}$
in	cm	in²	cm²	in⁴	cm⁴	in³	cm³	lb/.t	kg/m	$\frac{cm^3 \cdot m}{kg}$	in³	cm³	lb/ft	kg/m	$\frac{cm^3 \cdot m}{kg}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
12	30,48	3,14	20,22	64,02	2662	10,67	174,8	10,73	16,0	10,9	37,8	620	35,0	52,1	11,9
11	27,94	2,74	17,68	47,42	1972	8,62	141,2	9,37	13,9	10,1	—	—	—	—	—
10	25,40	2,37	15,28	34,24	1422	6,85	112,2	8,11	12,1	9,3	26,7	438	30,0	44,6	9,84
9	22,86	2,03	13,09	23,99	997	5,33	87,4	6,93	10,3	8,5	20,3	333	25,0	37,2	8,96
8	20,32	1,71	11,02	16,20	674	4,05	66,4	5,84	8,7	7,7	15,1	248	20,5	30,6	8,11
7	17,78	1,42	9,16	10,45	435	2,99	49,0	4,85	7,2	6,8	11,1	182	17,5	26,0	7,01
6	15,24	1,15	7,42	6,36	264	2,12	34,8	3,94	5,86	6,0	7,3	120	12,5	18,6	6,46

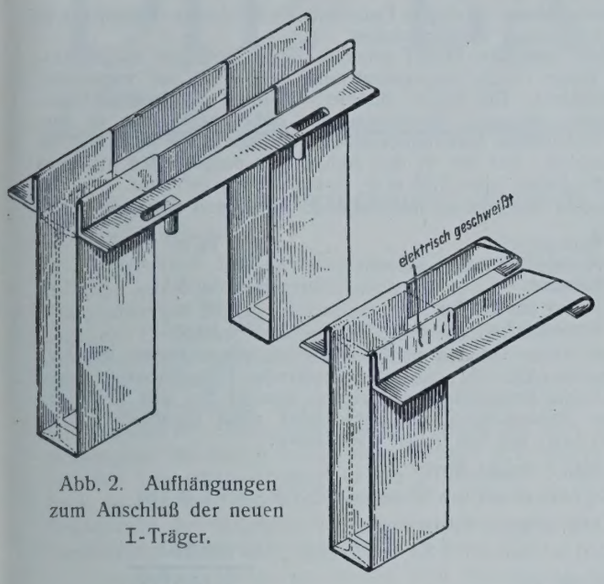


Abb. 2. Aufhängungen zum Anschluß der neuen I-Träger.

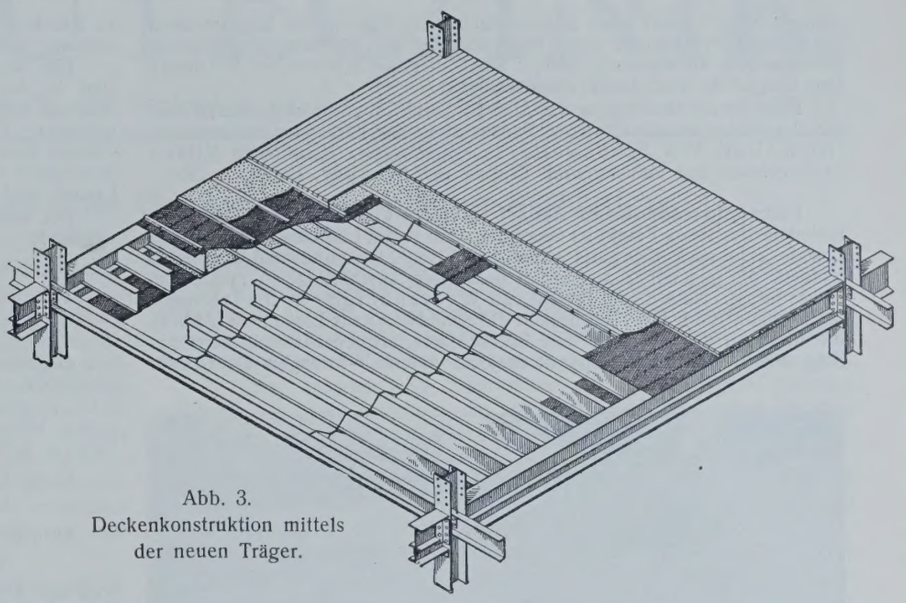


Abb. 3. Deckenkonstruktion mittels der neuen Träger.

Deckenträgern legen wie bei Normalprofilen, unter Erzeugung des annähernd gleichen Widerstandsmomentes auf dieselbe Baubreite.

Dieser Sachverhalt ist in der amerikanischen Veröffentlichung nicht klar hervorgehoben; denn sie sagt nur:

„Bei gleicher Höhe haben die neuen Träger ungefähr den gleichen Biegungswiderstand je Gewichtseinheit wie die Normalprofile, dank der praktisch gleichmäßigen Verringerung der Steg- und Flanschdicken. Der Hauptvorteil der neuen Profile ist anderseits aus der Tatsache zu erkennen, daß sie für ein bestimmtes Gewicht je Längeneinheit einen großen Vorsprung an Biegungswiderstand und noch mehr an Steifigkeit gegenüber den Normalprofilen haben. Profil 11 der neuen Reihe wiegt z. B. etwa ebensoviel wie Profil 5 der normalen I-Träger, hat aber das doppelte Widerstandsmoment und das vierfache Trägheitsmoment des letzteren."

Tatsächlich werden, entsprechend unserer obigen Feststellung, diese Profile in sehr kleinen Abständen verlegt, nämlich 2 bis $2^1/_2$', d. i. $\approx$ 60 bis 75 cm Mitte zu Mitte. Darauf liegt eine dünne Betontafel mit Drahtnetz-Einlage, die als Bewehrung und als Schalung dient. Die Unterfläche wird mit einem ebenen Gipsputz auf Drahtgewebe versehen (Abb. 3). Eine solche Decke wiegt bei 2" (5 cm) Stärke der Betontafel alles in allem zwischen 195 und 245 kg/m² und genügt für die Belastungen aller normalen Gebäudedecken, mit etwaiger Ausnahme der allerschwersten Sonderbelastungsvorschriften, bei gleichzeitiger hoher Feuersicherheit.[2])

Die bisherigen Normalprofile sind für Deckenkonstruktionen entweder unwirtschaftlich oder technisch unzweckmäßig; denn sie erfordern zu großen Abstand voneinander und bedingen daher schwere, teure Zwischenkonstruktionen. Oder aber bei engerer Lage und entsprechend niedrigen Profilen ergeben sie eine Decke von geringer Steifigkeit, d. h. mit zu großen Durchbiegungen.

Querschnittsgestaltung und Herstellung der neuen Träger sind das Ergebnis mehrjähriger Vorarbeiten und Versuche der genannten Firma. Sie werden aus Stahl von Normalgüte gewalzt. Eine Reihe eingehender Festigkeitsversuche ist von Prof. Milo S. Ketchum an der Universität Illinois mit den neuen Trägern angestellt worden und soll demnächst veröffentlicht werden.

Auch für die Anschlüsse dieser Träger sind bereits feststehende fertige Einzelheiten ausgearbeitet. Die Träger sollen im allgemeinen nicht durch Schrauben oder Niete angeschlossen, sondern in steigbügelartigen Eisen aufgehängt werden (Abb. 2). Statt dessen können sie auch auf den Oberflansch des Unterzuges oder auf konsolartige Winkel aufgesetzt werden; letztere sind an dem Steg des Unterzuges der ganzen Länge nach angenietet (Abb. 3).

Zur Erläuterung der Tragfähigkeit seien noch folgende Zahlenbeispiele angeführt:

1. Stützweite der Deckenträger 18' = 5,5 m,
Abstand „ „ 24" = 0,61 m.

I 9" J. L. ($h \approx 23$ cm) bei $\sigma_{zul} = 16000$ lb/□" = 1120 kg/cm²:

gesamte Tragfähigkeit	88 lb/□'	=	430 kg/m²
Eigengewicht abzuziehen	40 „	=	195 „
bleibt für Nutzlast	48 lb/□'	=	235 kg/m²;

oder bei $\sigma_{zul} = 18000$ lb/□" = 1335 kg/cm²:

gesamte Tragfähigkeit	99 lb/□'	=	483 kg/m²
Eigengewicht abzuziehen	40 „	=	195 „
bleibt für Nutzlast	59 lb/□'	=	288 kg/m².

[2]) Über letztere s. auch die spätere Veröffentlichung in Eng. News-Rec. vom 17. 6. 26, Vol. 96, S. 993.

2. Stützweite und Trägerabstand wie oben bei 1.

I 12" J. L. ($h \approx 30$ cm) bei $\sigma_{zul} = 16000$ lb/□" = 1120 kg/cm²:

gesamte Tragfähigkeit	175 lb/□'	=	855 kg/m²
Eigengewicht abzuziehen	40 „	=	195 „
bleibt für Nutzlast	135 lb/□'	=	660 kg/m²;

oder bei $\sigma_{zul} = 18000$ lb/□" = 1335 kg/cm²:

gesamte Tragfähigkeit	207 lb/□'	=	1010 kg/m²
Eigengewicht abzuziehen	40 „	=	195 „
bleibt für Nutzlast	167 lb/□'	=	815 kg/m².

Der Unterzeichnete ist der Meinung, daß es auch für unsere deutschen Walzwerke eine dankenswerte Aufgabe wäre, die Herstellung solcher Leichtprofile baldigst in Angriff zu nehmen. Wir haben in den letzten Jahren gewaltige und erfreuliche Fortschritte in der Erzeugung immer besserer Stahlsorten erlebt. Wir haben aber auch gesehen, daß diese neuen Stahlsorten gerade auf dem Gebiete des Hochbaues eigentlich wenig Erfolg versprechen, und daß man hier mit der alten Stahlsorte St 37 auskommen könnte. Dagegen ist in den oben geschilderten Leichtprofilen für den Eisenhochbau eine Möglichkeit gegeben, sich des immer stärker werdenden Wettbewerbs anderer Bauweisen, besonders des Eisenbetons, wenigstens auf dem Teilgebiete des Deckenbaues erfolgreich zu erwehren.

Schachenmeier, München.

Die Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt. Die Verwaltung der dänischen Staatsbahnen hat nach der Z. d. V. D. I. 1926, Heft 34, vor kurzem den Bau einer zweigleisigen Brücke über den Kleinen Belt ausgeschrieben, die zwischen Kongebroen auf Fünen und Snoghoj an der jütischen Küste geführt und mit 825 m Uferabstand voraussichtlich die größte Eisenbahnbrücke Europas werden wird. Es sind dafür 30 Mill. Kr. ausgesetzt.

Die Wassertiefe beträgt zwischen 10 m in Nähe der beiden Ufer und 39,5 m in der Mitte. Die Küste hat bis zu 17 m hohe steile Ufer, der Untergrund besteht aus blaugrünem, steinfreiem Klei von guter Tragfähigkeit in 9 m Tiefe an der südwestlichen, 14 m an der nordöstlichen Seite. Bei einem Tidenhub von 23 cm über und unter Mittelwasser beträgt das höchste Hochwasser 1,53 m über MW und das niedrigste Niederwasser 1,62 m unter MW. An der Baustelle herrscht eine schnell und oft wechselnde Strömung, deren Geschwindigkeit im Mittel bis zu 0,5 m/Sek. beträgt, jedoch bis zu 3,25 m/Sek. steigt; Eisschwierigkeiten sind kaum zu erwarten, die Zahl der die Meerenge durchfahrenden Schiffe wird mit 1000 im Monat angegeben.

Die dänische Staatsbahnverwaltung hat für die Überbauten einen, für die Pfeiler zwei[1]) eigene Entwürfe aufgestellt, auch in der Ausschreibung für den Zusammenbau ein besonderes Verfahren angegeben. Die Bewerber sind jedoch nicht daran gebunden, sie müssen sich auch über die Beschaffenheit des Untergrundes durch Probepfähle und Bohrungen selbst Aufschluß verschaffen.

Die Angebote sind bis zum 1. Dezember 1926, 3 Uhr nachmittags einzureichen und können entweder auf die gesamte Ausführung, auf die vier Hauptpfeiler zusammen mit dem Überbau oder auf die Landpfeiler und Überbauten der Zufahrtöffnungen und Rampen, endlich auf die beiden letzteren Teilausführungen zusammen lauten. Eigene Entwürfe der Bewerber dürfen nur auf die gesamte Bauausführung lauten und nur dann eingereicht werden, wenn gleichzeitig ein Angebot auf den Regierungsentwurf gemacht wird. Es können verschiedene Stahlarten verwendet werden: St 37 nach den deutschen Normen, St 44 nach den British Standard Specifications für Stahl A, St 48 nach den deutschen Vorschriften für diesen, St 56 entsprechend dem amerikanischen oder englischen

[1]) Vergl. „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen", Pfeiler VII p 9. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

„Silicon Steel“. Für noch andere Stahlsorten müssen ihre Eigenschaften der Staatsbahnverwaltung genau angegeben werden, die dann entsprechende Bedingungen vorschreiben wird. Stahl, der nicht besonders für diesen Bau hergestellt wird, bleibt ausgeschlossen.

Dem für die Beurteilung der Angebote und Entwürfe eingesetzten Ausschuß gehören an der Chef der Bauabteilung der dänischen Staatsbahnen Oberst Grut, Prof. Schönweller in Kopenhagen, Hauptmann Nilson in Stockholm und Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. Schaper, Berlin. Ki.

Eisenbetonspundwand Bauart Ravier. Von der Compagnie Internationale des Pieux Franki ist neuerdings am Kanal Lüttich—Maastricht bei Lanaye eine nach rückwärts verankerte Eisenbetonspundwand ausgeführt worden, die gegenüber den bisher bekannten Ausführungen[1]) mancherlei Neues bringt. Nach einem Bericht von Waeyenberghe in „La Technique des Travaux“ vom Juli 1926 besteht die Spundwand aus Elementen (Abb. 1), die nach Art des im Hoch- und Brückenbau üblichen Plattenbalkens aus Steg (Pfahl) und Platte (Spundwand) zu einem T-förmigen Querschnitt

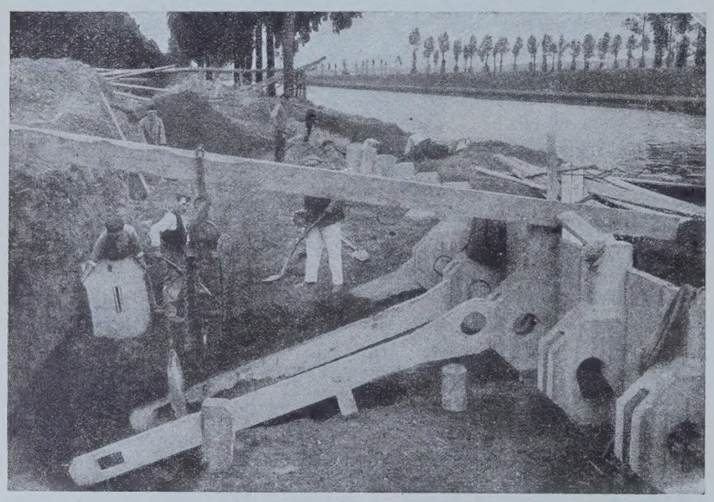


Abb. 1. Bauaufnahme.

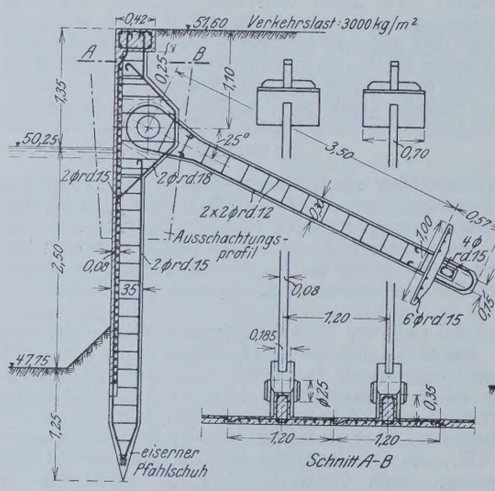


Abb. 2. Querschnitt mit Verankerung und Einzelheiten.

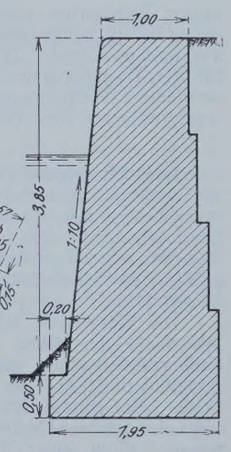


Abb. 3. Vergleichsdarstellung der für denselben Belastungsfall erforderlichen Schwergewichtmauer.

zusammengesetzt sind. Nach rückwärts sind diese Elemente durch Eisenbetonanker versteift, die nach Abb. 1 u. 2 zwischen zwei Laschen am Kopf der Pfähle eingepaßt und mit ihnen dadurch drehbar und leicht löslich verbunden werden, daß ein Eisenbetonbolzen von 25 cm Durchm. durch passende Augen jener Laschen und des Ankers gesteckt wird. Für sich hergestellt sind auch die 1,0 • 0,7 m großen Ankerplatten, deren eine in Abb. 1 links auf den zweiten Anker bereits aufgeschoben ist, während eine weitere von einem Arbeiter herbeigebracht wird. Ein auf den Pfahlköpfen und der Oberkante der Bohlen aufbetonierter Holm bildet die Längsversteifung der Spundwand; er ist der einzige an Ort und Stelle hergestellte Teil des ganzen Bauwerkes.

Die Vorteile der Bauweise sind bequem fabrikmäßige Herstellung in einzelnen, leicht förderbaren und einfach zusammensetzbaren Teilen, dadurch leichte Gütekontrolle und Beschränkung der Bauzeit, Ersparnisse an Baustelleneinrichtung, geringere Erdarbeit, da die Anker nötigenfalls in schmale Schlitze verlegt werden können.

Die beiden seitlichen Flügel (Platten) des T-förmigen Spundpfahls sind in der Rippe (Steg) eingespannt und gelten als auf wagerechte Biegung beansprucht. Die Rippen ihrerseits werden in lotrechter Ebene gebogen. Durch geeignete Anordnung der Anker kann man in dem Ganzen eine einheitliche Materialbeanspruchung und damit knappste Abmessungen erzielen. Bei der in den Abb. 1 u. 2 dargestellten Mauer in Lanaye sind die Pfähle etwa 1,25 m in festem Boden gerammt.

Der statischen Berechnung sind folgende Annahmen zugrunde gelegt worden:

Bodengewicht	1800 kg/m³
Natürlicher Böschungswinkel . .	36°
Nutzlast	3000 kg/m²
Breite der Bohlen	1,20 m
Zementgehalt des Betons . . .	400 kg/m³.

Gegenüber einer für den gleichen Zweck vorgesehenen massiven Stampfbetonmauer (Abb. 3) ergibt die Raviersche Eisenbetonspundwand (Abb. 2) erhebliche Ersparnisse an Material, obwohl bei den verhältnismäßig kleinen Abmessungen der Unterschied nicht annähernd so ins Gewicht fallen kann wie bei hohen Ufermauern.

Entwurf Abb. 2 Bauart Ravier:

1,010 m³ Beton f. 1 lfd. m zu 625 Frk. = 631,25 Frk.

Entwurf Abb. 3 einer Massivmauer:

6,100 m³ Beton f. 1 lfd. m zu 125 „ = 762,50 „

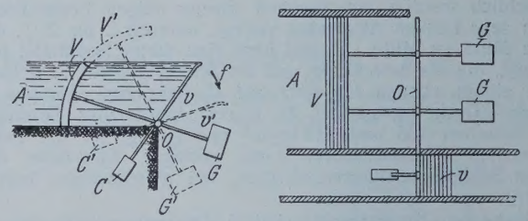
was eine Ersparnis von 131,25 Frk.

oder 20 % allein an Betonmasse bedeutet. Ki.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Selbsttätiges Segmentwehr (Kl. 84a, Nr. 427896 vom 15.7.1924 von Maxim Laqueille in Valenciennes, Frankreich). Zur Einstellung des Segmentwehres dient eine segmentförmige, durch Gegengewicht ausgewuchtete Stauwand *V*, die den Zuflußkanal *A* absperrt und um eine Achse *O* drehbar ist. Auf der wagerechten Drehachse *O* sind ebenfalls durch Gegengewichte ausgewuchtete Hilfsklappen *v* befestigt, die in seitlichen Kanälen liegen und unter Wirkung des Wasserdruckes gedreht werden und hierdurch die Stauwand öffnen und schließen. Steigt der Wasserspiegel im



Zuflußkanal über die normale Höhe, so vergrößert sich der Druck auf die Hilfsklappe, die in der Pfeilrichtung *f* geschwungen wird und die Stauwand *V* hebt, so daß das Wasser ausströmen kann und die Schütze die Stellung *V'* und *v'* annehmen. Die Gegengewichte und Hilfsklappen sind so angeordnet, daß die Stauwand um so mehr geöffnet wird, je höher der Wasserspiegel im Zuflußkanal steigt; bei sinkendem Wasserspiegel im Zuflußkanal schließt sich die Stauwand *V* unter Wirkung des Gegengewichts und wird vollkommen geschlossen, sobald der Spiegel seine gewöhnliche Höhe erreicht hat.

Personalnachrichten.

Baden. Ernannt sind: zum ordentlichen Honorarprofessor in der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe der Oberregierungsrat Ludwig Stutz bei der badischen Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe; zum Baurat der Regierungsbaumeister Richard Mayer beim Rheinbauamt Mannheim.

Preußen. Dem Regierungs- und Baurat (W.) Ademeit bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. ist eine Regierungs- und Baurats-Beförderungsstelle verliehen worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Germelmann ist in den Staatsdienst wieder übernommen und dem Wasserbauamt in Köpenick überwiesen worden.

Der Geheime Baurat Gustav Haarbeck in Essen, früher Mitglied der R. B. D. daselbst, ist gestorben.

INHALT: Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. — Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. — Wasserlose Gasbehälter. — Eisenbetonquerschwelle. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Leichte I-Profile für Trägerdecken. — Die Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt. — Eisenbetonspundwand Bauart Ravier. — Patentschau. — Personalnachrichten.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 20, 22 u. 24: Kittel, Eisenbetonspundwände.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 24. September 1926. Heft 42

Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **L. Kulka**, Hannover.

In Heft 4 des „Bauingenieur“ vom 22. Januar 1926 hat Prof. Dr. Gehler in einem sehr beachtenswerten Aufsatze zu den Berechnungsgrundlagen für Eisenbauwerke 1925 im allgemeinen und zu der die Berechnung elastisch gestützter Druckgurte betreffenden Bestimmung (Abschnitt V der B. E.) insonderheit Stellung genommen. Die Ausführungen Prof. Gehlers veranlassen mich zur nachträglichen Veröffentlichung dieser Zeilen, als Auszug aus einer umfangreicheren Arbeit, die bereits Ende Februar 1925 bei der Schriftleitung der „Bautechnik“ vorlag. Wegen der kurz darauf erfolgten Neuausgabe der Berechnungsgrundlagen habe ich damals aus formalen Gründen von einem Abdruck in der „Bautechnik“ Abstand genommen. Auch der Umstand, daß man hinsichtlich der Handhabung der erwähnten Bestimmung den verschiedensten Auffassungen begegnet, läßt mir eine Aussprache darüber wünschenswert erscheinen.

Zweck dieser Zeilen ist weniger eine theoretische Wertung der in Frage kommenden Berechnungsarten, als vielmehr ein Vorschlag zu deren praktischer Anwendung. Dennoch erscheint es mir gerade vom Standpunkte des praktischen Brückenbaues unerläßlich, einige Bemerkungen darüber einzuschalten, was man von derartigen, der Nachprüfung der Seitensteifigkeit dienenden Überschlags- und Näherungsformeln verlangen muß, und was man von ihrer Anwendung zu erwarten berechtigt ist. Da die genauere Berechnung nach Müller-Breslau, Zimmermann und Ostenfeld äußerst verwickelt und zeitraubend ist, sieht man sich praktisch zur Anwendung von Näherungsverfahren genötigt, von denen man verlangen muß, daß sie bei möglichst einfacher Handhabung erfahrungsgemäß hinreichende Sicherheit gewährleisten.

Daß man bei Beschränkung auf bestimmte Brückengattungen und unter normalen Verhältnissen schon mit geradezu primitiven Verfahren auskommen kann, beweisen u. a. die guten Erfahrungen, die man bei den österreichischen Staatsbahnen mit der bis vor kurzem dort üblichen Berechnungsart gemacht hat (vergl. Melan, Der Brückenbau, 2. Aufl., Band III, S. 370).

Ähnlich steht es mit dem in den B. E. 1925 empfohlenen Verfahren, das auf Gerber zurückreicht und auf einem Nachweis der Spannungen beruht, die in den Gliedern der elastischen Stützungen (Halbrahmen und dergl.), unter Einwirkung der gedachten Seitenkräfte von je $\frac{S}{100}$ entstehen. Es ist nun klar, daß — ganz abgesehen von der willkürlichen Festsetzung dieses Wertes der Seitenkräfte — eine bloße Nachrechnung von Beanspruchungen die Stabilitätsprüfung auf Seitensteifigkeit theoretisch nicht ersetzen, sondern höchstens ergänzen kann.

Daß sich dieses Verfahren bei langjährigem Gebrauch in Bayern gut bewährt haben soll, ist darauf zurückzuführen, daß schon aus rein konstruktiven Gründen unter normalen baulichen Bedingungen gewisse Verhältniswerte zwischen Profilhöhe und freier Trägerlänge der die Halbrahmen bildenden Querträger und Pfosten nicht unterschritten werden.

Nur unter dieser Voraussetzung kann das $\frac{S}{100}$-Verfahren die Gewähr dafür bieten, daß die nach ihm bemessenen Stützrahmen auch hinsichtlich ihrer seitlichen Durchbiegung starr genug sind, um ein seitliches Ausknicken des Gurtes mit Sicherheit zu verhindern. Genau so, wie bei Blechträgern mit eingeschränkter Bauhöhe neben dem Nachweise der Beanspruchung auch die Durchbiegung nachzuprüfen ist, wird sich auch in unserem Falle die Nachrechnung der Rahmendurchbiegung in jenen Fällen unbedingt empfehlen, wo die Querträgerhöhe im Verhältnis zur Querträgerstützweite oder die Pfostenbreite im Verhältnis zur freien Pfostenlänge außergewöhnlichen Einschränkungen unterliegt und vornehmlich dann, wenn hochwertiger Baustahl verwendet wird. Insbesondere bei leichten Straßenbrücken wird sich die Prüfung der Seitensteifigkeit nach einem anderen Näherungsverfahren immer empfehlen. Der Sicherheitsgrad des $\frac{S}{100}$-Verfahrens wird ferner um so kleiner, je näher der durch die Rahmenentfernung a bestimmte Schlankheitsgrad $\frac{a}{i_y}$ an den für die Bemessung des einzelnen Gurtstabes auf Druck maßgebenden Schlankheitsgrad $\frac{s_k}{i}$ herankommt. Bei gegebenen Rahmenentfernungen wird man also den Druckgurt tunlichst breit ausbilden, wobei aber auf eine hinreichende Verbindung der beiden Querschnittshälften bei doppelwandigen Gurten besonders zu achten ist.

Neben den bereits erwähnten können aber auch wirtschaftliche Gründe für die Anwendung eines anderen Näherungsverfahrens sprechen. Dies gilt insbesondere hinsichtlich der von der Überschlagsformel der Reichsbahn bei oben offenen Brücken stets geforderten Verstärkung der Querträger, die sich auf Grund anderer Näherungsverfahren oft als unnötig herausstellen wird.

Zu einer eingehenderen Nachprüfung der Seitensteifigkeit praktisch am besten geeignet erscheinen die von Engesser (Zentralblatt der Bauverwaltung 1884 u. a.) und Bleich (Theorie und Berechnung eiserner Brücken) entwickelten Verfahren.

Beiden gemeinsam sind die vereinfachenden Annahmen, daß der geradlinige Druckgurt bei überall gleichem Querschnitt und durchgehend gleicher Druckkraft durch elastische Rahmen seitlich gestützt ist, deren gegenseitige Abstände und deren Biegungswiderstände untereinander gleich sind. Der Einfluß der Fachwerkfüllstäbe bleibt unberücksichtigt. Mit der weiteren vereinfachenden Annahme, daß der Druckgurt in einer Anzahl gleicher Sinuswellen seitlich ausknickt und daß die dabei auftretenden Rahmenstützkräfte durch eine stetig verteilte Stützung ersetzt werden können, gelangt Engesser auf sehr einfachem Wege zu seiner Gebrauchsformel. Demgegenüber fußt die Bleichsche Gebrauchsformel auf der strengeren Theorie des elastisch gestützten Stabzuges. Wenn deshalb eine Überprüfung der nach Engesser erhaltenen Ergebnisse mit Hilfe des strengeren Verfahrens nach Bleich berechtigt ist, so darf nicht übersehen werden, daß auch der letzterwähnten Berechnungsart Annahmen zugrunde liegen, die praktisch nicht erfüllt sind. Die Eigenschaften des Baustoffes können bei beiden Verfahren in gleichem Maße rechnerisch berücksichtigt werden, worauf späterhin noch näher eingegangen wird.

Den weiteren Ausführungen liegen folgende Bezeichnungen zugrunde:

Gebrauchslast im Druckgurt S in t,

Gurtquerschnitt: Fläche F in cm^2,

Trägheitsmoment in bezug auf die lotrechte Schwerachse J_y in cm^4,

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}}.$$

Der für die Bemessung des einzelnen Gurtstabes auf Druck maßgebende Schlankheitsgrad: $\lambda = \frac{s_k}{i}$; Rahmenentfernung a in cm; Rahmenwiderstand A in t/cm, kennzeichnet den Wert jener wagerechten Seitenkräfte, die, an den beiden gegenüberliegenden Gurtknoten angreifend, in ihrer Richtung die Rahmendurchbiegung $f = 1$ cm erzeugen. Rechnerischer Sicherheitsgrad ψ; σ_k die Spannung, bei der der Gurt nach ψ-facher Steigerung der Gebrauchslast seitlich ausknickt.

$$\sigma_k = \frac{\psi \cdot S}{F}.$$

Für die Bemessung der Stützrahmen gibt Engesser den Mindestwert des Rahmenwiderstandes mit

$$A_{\text{erf}} = \frac{\psi^2 \cdot S^2 \cdot a}{4 \cdot E J_y}. \tag{1}$$

Diese Beziehung gilt wegen des darin vorkommenden konstanten Elastizitätsmaßes E in t/cm^2 nur dann, wenn

$$\sigma_k = \frac{\psi \cdot S}{F} \leqq \sigma_P,$$

also nur dann, wenn die verlangte Knickspannung unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegt. Wenn hingegen, wie es bei Eisenbahnbrücken, schweren und mittleren Straßenbrücken die Regel ist, $\sigma_k > \sigma_P$, so liefert Formel 1 sowie die aus ihr hervorgehende Beziehung für den Sicherheitsgrad:

$$\psi = \frac{2}{S}\sqrt{\frac{E \cdot J_y \cdot A}{a}} \tag{2}$$

ebensowenig zutreffende Ergebnisse wie etwa die Eulerformel unter gleichen Bedingungen. Da die B. E. durch Einführung der Knickspannungslinien die Anwendung der Eulerformel im plastischen Knickbereich ausschließt, so ist es nur folgerichtig und sehr zu begrüßen, daß die Formeln von Engesser in ihrer ursprünglichen Gestalt 1 und 2 nicht in die Berechnungsgrundlagen aufgenommen wurden.

Nun hat aber Engesser selbst den Weg gewiesen, der zu einer Erweiterung der Eulerformel führt. Schreibt man sie nämlich in der Form

$$\sigma_i = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_i^2}, \tag{3}$$

so liefert sie für einen an seinen Enden frei drehbaren Vollstab mit dem Schlankheitsgrade λ_i den zugehörigen Wert der Knickspannung σ_i, wobei im elastischen Knickbereich $T = E$; während in dem durch $\sigma_i > \sigma_P$ gekennzeichneten plastischen Knickbereich der Knickmodul T in t/cm² ein veränderliches Elastizitätsmaß darstellt.

In praktischen Rechnungen können für T Werte gesetzt werden, deren gesetzmäßige Abhängigkeit von λ_i bezw. von σ_i sich aus der Verknüpfung der allgemeinen Eulerformel 3 mit der für den betreffenden Baustoff erprobten Knickspannungslinie

$$\sigma_i = f \cdot (\lambda_i)$$

ergibt. Abb. 1 zeigt diesen Zusammenhang unter Benutzung der Tetmajerschen Knickformel

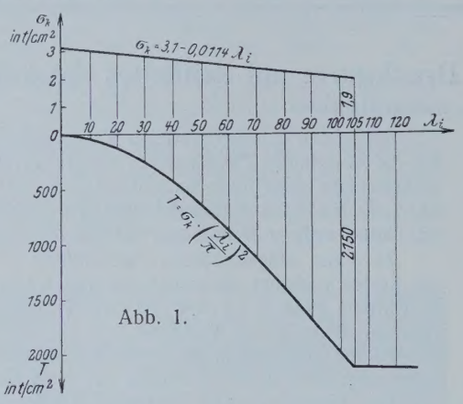


Abb. 1.

$$\sigma_i = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot \lambda_i \text{ in t/cm}^2.$$

Hierbei ist jedem Werte von σ_i ein und nur ein Wert von T zugeordnet und umgekehrt. Die Anwendung des gleichen Grundgedankens führt zur allgemeineren Fassung der Formel von Engesser

$$A_{erf} = \frac{\psi^2 \cdot S^2 \cdot a}{4\,T \cdot J_y}, \tag{4}$$

die nun auch für $\sigma_k > \sigma_P$ gilt.

Entgegen einer fehlerhaften Darstellungsweise, der man mitunter begegnet, muß ausdrücklich bemerkt werden, daß in Formel 4 der Knickmodul T mit jenem Wert einzuführen ist, der der verlangten Knickspannung σ_k entspricht.

Beispiel 1 zeigt den Rechnungsgang, wobei vorerst noch die Tetmajersche Knickformel zur Bestimmung von T maßgebend sein soll.

Beispiel 1.

Der an den betrachteten Rahmen anschließende Gurtstab sei mit $S = 153{,}9$ t belastet und weise den in Abb. 2 dargestellten Querschnitt auf mit:

$F = 169{,}6$ cm²; $J_x = 24\,713$ cm⁴; $i_x = 12{,}08$ cm;
$J_y = 49\,550$ cm⁴; $i_y = 17{,}10$ cm;
Rahmenentfernung $a = 400$ cm.

Die Rahmen sind so zu bemessen, daß der Gurt gegen seitliches Ausknicken den gleichen Sicherheitsgrad $\psi = 3$ aufweist wie der einzelne Gurtstab gegen Ausknicken in Richtung des geringsten Widerstandes. Die Eigenschaften seien durch die Knickspannungslinie nach von Tetmajer gekennzeichnet.

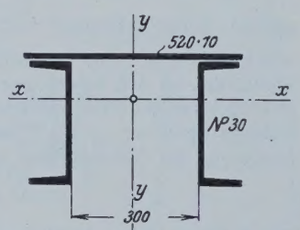


Abb. 2.

Gebrauchspannung des Gurtes:

$$\sigma = \frac{S}{F} = 0{,}907 \text{ t/cm}^2;$$

verlangte Knickspannung:

$$\sigma_K = 3 \cdot 0{,}907 = 2{,}721 \text{ t/cm}^2;$$

maßgebendes Schlankheitsverhältnis des einzelnen Gurtstabes:

$$\lambda = \lambda_x = \frac{400}{12{,}08} = 33{,}11;$$

die entsprechende Knickspannung:

$$\sigma_K = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 33{,}11 = 2{,}723 \text{ t/cm}^2;$$

somit ist der Gurtstab richtig bemessen.

Der geforderten Knickspannung entspricht der Knickmodul:

$$T = \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2 \cdot \sigma_K = \left(\frac{33{,}11}{3{,}1416}\right)^2 \cdot 2{,}721 = 302{,}45 \text{ t/cm}^2.$$

Für den zu berechnenden Rahmen ergibt sich nach Formel 4:

$$A_{erf} = \frac{(\psi \cdot S)^2}{4 \cdot T \cdot J_y} \cdot a = \frac{(3{,}0 \cdot 153{,}90)^2}{4 \cdot 302{,}45 \cdot 49\,550} \cdot 400 = 1{,}422 \text{ t/cm};$$

nach der handlicheren Beziehung 10 ergibt sich:

$$A_{erf} = 2{,}5 \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \left(\frac{\lambda_a}{\lambda}\right)^2 = 2{,}5 \frac{3 \cdot 153{,}90}{400} \cdot \left(\frac{23{,}39}{33{,}11}\right)^2 = 1{,}439 \text{ t/cm}.$$

Für die Anwendung der allgemeinen Formel 4 in Verbindung mit den Knickspannungslinien der Reichsbahnvorschriften empfiehlt sich noch eine Umformung, die den praktischen Gebrauch und Vergleich mit der noch zu besprechenden Formel von Bleich erleichtern wird. Es sei für das seitliche Ausknicken des Gurtes mit der freien Knicklänge a (also für den gedachten Fall einer unnachgiebigen seitlichen Stützung des Gurtes in Abständen von je a cm):

$$\lambda_a = \frac{a}{i_y}; \quad T_a \text{ der zugehörige Knickmodul in t/cm}^2.$$

Die zugehörige Knickspannung:

$$\sigma_a = \frac{\pi^2 \cdot T_a}{\lambda_a^2}$$

und die Knicklast:

$$S_a = F \cdot \sigma_a = \frac{\pi^2 \cdot T_a \cdot J_y}{a^2}.$$

Nach Einführung des Wertes S_a in die Gleichung 4 wird:

$$A_{erf} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \frac{\psi \cdot S}{S_a} \cdot \frac{T_a}{T}. \tag{5}$$

Verwenden wir nach Bleich für das Labilitätsmaß die Bezeichnung

$$\varphi = \pi \cdot \sqrt{\frac{\psi \cdot S}{S_a} \cdot \frac{T_a}{T}},$$

so können wir schreiben:

$$A_{erf} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \left(\frac{\varphi}{\pi}\right)^2. \tag{6}$$

Bezeichnen wir nun noch mit λ_i den Schlankheitsgrad eines Vollstabes, der bei derselben Spannung σ_k ausknickt wie der betrachtete Gurt als Ganzes, so gilt:

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_i^2}.$$

Daraus folgt die allgemein giltige Beziehung:

$$\left(\frac{\varphi}{\pi}\right)^2 = \frac{\sigma_k}{\sigma_a} \cdot \frac{T_a}{T} = \left(\frac{\lambda_a}{\lambda_i}\right)^2 \tag{7}$$

oder

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda_i}. \tag{7a}$$

Mit Rücksicht auf Gleichung 6 wird nun:

$$A_{erf} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \left(\frac{\lambda_a}{\lambda_i}\right)^2 \tag{8}$$

oder angenähert:

$$A_{erf} = 2{,}5 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \left(\frac{\lambda_a}{\lambda_i}\right)^2. \tag{9}$$

Bei den Brücken der Reichseisenbahnen wird nun in den weitaus meisten Fällen die verlangte Knickspannung des elastisch gestützten Gurtes gleich zu setzen sein der Spannung an der Quetschgrenze. Wegen des wagerechten Verlaufs der Knickspannungslinien im Bereich $0 < \lambda_i < 60$, wobei $\sigma_k = \sigma_Q$, ist eine besondere Festsetzung darüber nötig, mit welchem zwischen den natürlichen Grenzen λ_a und 60 gelegenen Betrage der Schlankheitsgrad λ_i in Formel 9 einzuführen ist. Mit dem durch Einsetzung von $\lambda_i = 60$ in die Gleichung 9 sich ergebenden Mindestwerte der Rahmensteifigkeit wird man sich praktisch nicht zufrieden geben können. Nach dem Grundsatze, daß der Gurt als Ganzes gegen seitliches Ausweichen die gleiche Sicherheit aufweisen soll wie seine Einzelstäbe für ihr Ausknicken in der Richtung des geringsten Widerstandes, ist man berechtigt, für λ_i den für die Bemessung der einzelnen Gurtstäbe maßgebenden Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_k}{i}$ zu setzen, ähnlich, wie es früher in Beispiel 1 durch die Anwendung der Tetmajerschen Knickformel geradezu bedingt war.

Damit geht Gleichung 9 über in:

$$A_{erf} = 2{,}5 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \left(\frac{\lambda_a}{\lambda}\right)^2. \tag{10}$$

Für den bei den Reichsbahnbrücken häufigsten Fall $0 < \lambda < 60$ darf noch gesetzt werden:

$$\psi \cdot S = F \cdot \sigma_Q \quad (\sigma_Q = \text{Spannung an der Quetschgrenze}).$$

Die Einsetzung in die Beziehung 10 liefert die in den angegebenen Grenzen giltigen Gebrauchsformeln:

$$\left\{\begin{array}{ll} \text{für St 37} & \underline{A_{erf} = \frac{6F}{a} \cdot \left(\frac{\lambda_a}{\lambda}\right)^2} \\ \text{für St 48} & \underline{A_{erf} = \frac{7{,}8F}{a} \cdot \left(\frac{\lambda_a}{\lambda}\right)^2}. \end{array}\right. \tag{11}$$

Bei den nach den B. E. zu berechnenden Brücken ist unter S die mit Berücksichtigung der Stoßzahl ermittelte Summe für Hauptkräfte $S_{g+\varphi p}$ (jedoch ohne Knickzahl) zu verstehen. Für die Berechnung einzelner Stützrahmen sind in die Formeln für A_{erf} die auf den anschließenden, stärker belasteten Gurtstab bezüglichen Werte einzuführen. Bei polygonalen Gurten ist für a die abgewickelte Gurtlänge zwischen je zwei Stützrahmen zu setzen. Bei den oben offenen Brücken mit Trapez- oder Halbparabel-

trägern wird man die in Brückenmitte ermittelten Querschnittsabmessungen des Stützrahmens in der Regel auch für die übrigen Rahmen beibehalten.

Bezüglich der Ermittlung der Werte A für verschiedene Arten von Stützrahmen wird auf die einschlägigen Werke verwiesen (Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, Mayer, Die Knickfestigkeit u. a. m.).

Bei oben offenen Fachwerkbrücken, bei denen die Halbrahmenpfosten als Hauptträgerstäbe auf Druck beansprucht sind, ist bei der durch die Seitenkräfte $H = 1$ t erzeugten Rahmendurchbiegung f zu beachten, daß die Druckbelastung des Pfostens dessen Durchbiegung vergrößert. Es sei V_s die mit der Gurtkraft S gleichzeitig auftretende Pfostenkraft, so daß dem Knickzustande des Gurtes die Pfostenkraft $\psi \cdot V_s$ entspricht. Vorausgesetzt sei, daß hierbei die Proportionalitätsgrenze im Pfosten nicht überschritten werde. Für das Ausbiegen des Pfostens in der Ebene des Halbrahmens sei sein Trägheitsmoment J_v, sein entsprechender Trägheitshalbmesser i_v, die freie Pfostenhöhe, gemessen von der angenommenen Einspannungsstelle im Eckblech bis zum Gurtschwerpunkte v' (Abb. 3). Die gesuchte Rahmenverschiebung f setzt sich aus dem Einfluß f_Q der Querträgerdurchbiegung und dem Beitrage f_v von der Formänderung des Pfostens zusammen:

$$f = f_Q + f_v.$$

Setzt man den ungünstigsten Fall voraus, daß bei tangententreuer Einspannung des Pfostens im Eckblech die Pfostenkraft $\psi \cdot V_s$ als lotrechte Außenlast auf den Rahmenkopf wirkt, so kann für f_v gesetzt werden:

$$f_v = \alpha \cdot \frac{v'^3}{3 E \cdot J_v},$$

wobei

$$\alpha = \frac{1}{1 - \dfrac{\psi \cdot V_s}{V_k}}.$$

Hierin ist V_k die Eulerlast des Pfostens für sein Ausknicken in der Ebene des Halbrahmens. Da f_v für den Augenblick gerechnet wird, in dem der Gurt seitlich ausweicht, also von einer Stützung des Pfostenkopfes nicht mehr die Rede sein kann, wird als freie Knicklänge des Pfostens $2\,v'$ gesetzt, so daß:

$$V_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_v}{4\,v'^2}.$$

Wenn auch die hier angedeutete Art, den Einfluß der Pfostenkraft zu berücksichtigen, nur als Überschlagsformel anzusehen ist, so scheint sie mir doch mindestens so gut begründet, wie die häufig anzutreffende Forderung, den Pfosten auf die Summe der Trägheitsmomente zu bemessen, deren eines zur Herstellung der verlangten Knicksicherheit des Pfostens genügt, während das andere zur Erzielung einer zulässigen Rahmendurchbiegung hinreicht. Der übliche Nachweis der höchsten Beanspruchung im Pfosten bleibt selbstverständlich von der hier angestellten Untersuchung unberührt. Bezüglich der praktischen Handhabung der entwickelten Formeln darf im übrigen auf das folgende Beispiel verwiesen werden.

Beispiel 2.

Eine oben offene eingleisige Reichsbahnbrücke für den Lastenzug „N“ sei aus St 37 herzustellen. Die Hauptträger seien Trapezträger mit acht Feldern zu je 5 m, ihre Stützweite beträgt also 40 m; Systemhöhe $h = 5$ m. Der mittlere Obergurtstab O_{IV} erhält:

Aus ständiger Last	$S_g =$	— 65 t
aus Verkehrslast	$\varphi \cdot S_p =$	— 372 t
somit	$S =$	437 t Druck.

Der zugehörige Stabquerschnitt nach Abb. 4 besitzt:

$F = 364{,}4$ cm²; $J_x = 56\,722$ cm⁴; $i_x = 12{,}48$ cm;
$J_y = 114\,907$ cm⁴; $i_y = 17{,}76$ cm.

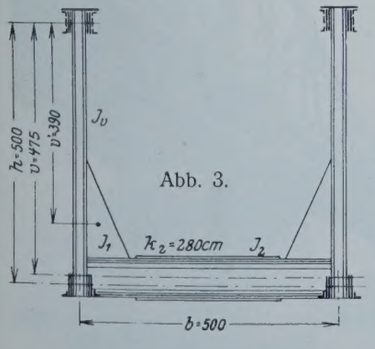


Abb. 3.

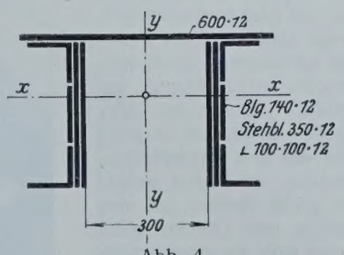


Abb. 4.

Untersucht sei der Halbrahmen in Brückenmitte, dessen Hauptmaße aus Abb. 3 ersichtlich sind. Als freie Pfostenhöhe v' wurde hier die Höhe bis Eckblechmitte angenommen. Die Halbrahmenpfosten erhalten durch Hauptkräfte keine Spannungen. Der Querträger erhält in seinem mittleren Teil auf einer Länge von $k_2 = 280$ cm einen Querschnitt mit $J_2 = 311\,896$ cm⁴, während auf der restlichen Länge $J_1 = 207\,968$ cm⁴ (Abb. 5).

Diese Querschnitte wurden ohne Rücksicht auf die Rahmenwirkung, also so bemessen, wie für eine Brücke mit oberem Windverband. Dabei ist die Querträgerhöhe mit etwa $^1/_8$ der zugehörigen Stützweite angenommen:

Nach Formel 11

$$A_{erf} = \frac{6F}{a} \cdot \left(\frac{\varphi}{\pi}\right)^2; \qquad \frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda} = \frac{i_x}{i_y} = \frac{12{,}48}{17{,}76} = 0{,}7028$$

$$A_{erf} = \frac{6 \cdot 364{,}4}{500} \cdot 0{,}7028^2 = 2{,}159 \text{ t/cm},$$

daraus:

$$f_{zul} = \frac{1}{A_{erf}} = \frac{1}{2{,}159} = 0{,}463 \text{ cm/t};$$

Einfluß der Querträgerdurchbiegung:

$$f_Q = \frac{v^2}{2 E J_2} \cdot \left[k_2 + (b - k_2) \cdot \frac{J_2}{J_1}\right]$$

$$= \frac{475^2}{2 \cdot 2100 \cdot 311\,896} \cdot [280 + 220 \cdot 1{,}5] = 0{,}105 \text{ cm/t}.$$

Somit verbleibt als zulässige Durchbiegung für den Pfosten

$$_{zul}f_v = f_{zul} - f_Q = 0{,}463 - 0{,}105 = 0{,}358 \text{ cm/t}$$

und daraus:

$$_{erf}J_v = \frac{v'^3}{3 E \cdot f_{v\,zul}} = \frac{390^3}{3 \cdot 2100 \cdot 0{,}358} = 26\,306 \text{ cm}^4;$$

gewählt wird der in Abb. 6 dargestellte Querschnitt mit

$$J_v = 27\,206 \text{ cm}^4.$$

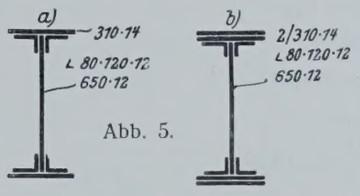


Abb. 5.

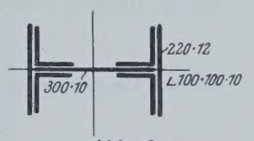


Abb. 6.

Zur Prüfung der Formeln 10 und 11 soll das Bleichsche Berechnungsverfahren herangezogen werden.

Nach Bleich ist:

$$A_{erf} = 2 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \Phi, \tag{12}$$

worin Φ eine aus Hilfstafeln zu entnehmende Funktion von $\frac{\varphi}{\pi}$ darstellt. (Vgl. Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, Tafel 27, S. 205.) Dabei darf, wie früher abgeleitet, gesetzt werden:

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda_i} \text{ bezw. } \frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda}.$$

Beispiel 3.

Mit den gleichen Voraussetzungen wie in Beispiel 1 ergibt sich:

$$\frac{\varphi}{\pi} = 0{,}7064 \qquad \Phi = 0{,}626$$

$$A_{erf} = 2 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \cdot \Phi = 2 \cdot \frac{3 \cdot 153{,}90}{400} \cdot 0{,}626 = 1{,}445 \text{ t/cm}.$$

Beispiel 4.

Die Nachrechnung von Beispiel 2 mit Hilfe der Beziehung 12 ergibt:

$$\frac{\varphi}{\pi} = 0{,}7028 \qquad \Phi = 0{,}619$$

$$A_{erf} = \frac{4{,}8 \cdot F}{a} \cdot \Phi = \frac{4{,}8 \cdot 364{,}4}{500} \cdot 0{,}619 = 2{,}165 \text{ t/cm}.$$

Wie Bleich in seinem Werke näher ausgeführt hat und auch aus den vorstehenden Beispielen ersichtlich ist, stimmen die Ergebnisse seiner Gebrauchsformel mit denen nach Engesser hinsichtlich der Werte A_{erf} gut überein, so lange etwa $0 < \frac{\varphi}{\pi} < 0{,}7$. Bei der früher getroffenen Festsetzung $\lambda_i = \lambda = \frac{s_k}{i}$ wird aber der Wert 0,7 nur selten von $\frac{\varphi}{\pi}$ überschritten werden. In der Regel wird bei einer (immer anzustrebenden) entsprechend breiten Ausbildung des Gurtquerschnittes für die Bemessung der einzelnen Gurtstäbe ihr Ausknicken in der Tragwandebene maßgebend und die Bedingung $\frac{\varphi}{\pi} < 0{,}7$ befriedigt sein.

Immerhin kann aber auch, insbesondere bei weit gespannten und schweren Bogenbrücken, z. B. bei Bogenfachwerken mit nochmaliger Unterteilung des Feldes zwischen je zwei Hängestangen, der Fall $\frac{\varphi}{\pi} > 0{,}7$ praktisch vorkommen.

In diesem Bereich weicht das Ergebnis für A_{erf} nach den Formeln 10 oder 11 von demjenigen nach der Beziehung 12 um so erheblicher ab, je mehr sich $\frac{\varphi}{\pi}$ dem Größtwerte 1,00 nähert.

Die größte Abweichung tritt also für $\frac{\varphi}{\pi} = 1$, d. h. dann auf, wenn für die Bemessung der einzelnen Gurtstäbe der Schlankheitsgrad $\lambda_a = \frac{a}{i_y}$ maßgebend ist und die Gurtquerschnittflächen keinen Überschuß aufweisen.

Mit $\lambda = \lambda_a$

liefert Formel 10:

$$A'_{erf} = 2{,}5 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a} \tag{13}$$

und demgegenüber Formel 12 mit $\Phi = 2{,}0$ den Wert:

$$A_{erf} = 4 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a}. \tag{14}$$

Das Entscheidende ist aber nun, welchen Sicherheitsgrad ψ' die strengere Formel 12 aufzeigt, wenn man sich bei der Bemessung der Stützrahmen mit dem so beträchtlich niedrigeren Wert A'_{erf} aus Formel 10 bezw. 13 begnügt.

Nach Formel 12 ist:

$$A' = 2 \cdot \frac{\psi' \cdot S}{a} \cdot \Phi'.$$

Da sich ψ' nicht explizite darstellen läßt, setzen wir vorerst näherungsweise

$$\psi' = \psi.$$

Mit $A' = 2{,}5 \cdot \frac{\psi \cdot S}{a}$

ergibt sich: $\Phi' = 1{,}25$

und aus der früher erwähnten Hilfstafel

$$\frac{\varphi'}{\pi} = 0{,}9369.$$

Aus der Gegenüberstellung von

$$\frac{\varphi'}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda'} = 0{,}9369$$

und dem eigentlich richtigen Werte $\frac{\varphi}{\pi} = 1{,}00$ erhält man:

$$\lambda' = \frac{\lambda_a}{0{,}9369} = 1{,}0673\,\lambda_a.$$

Mit dem bei Eisenbahnbrücken kaum jemals erreichten hohen Betrage $\lambda_a = 60$ wird $\lambda' = 64{,}04$.

Aus der Knickspannungslinie der Reichsbahnvorschriften für St 37 ergibt sich der diesem Schlankheitsgrade entsprechende Wert

$$\sigma_k' = 2367 \text{ kg/cm}^2$$

als Knickspannung des Gurtes anstatt des verlangten Wertes

$$\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Anwendung der Formel 10 bedeutet also nach Aussage von 12 eine Abminderung des Sicherheitsgrades im Verhältnis:

$$\frac{\sigma_k'}{\sigma_k} = \frac{2367}{2400} = 0{,}9862$$

also um $\approx 1{,}38\,\%$.

Bei Verwendung von St 48 wird für den gleich ungünstigen Grenzfall die abgeminderte Sicherheit:

$$\psi' = 0{,}9660\,\psi,$$

also eine Abminderung um $\approx 3{,}4\,\%$.

Wenn die Voraussetzung einer stetigen Aufteilung der Stützkräfte nach Engesser zweifellos zu Unstimmigkeiten führt, wenn der Gurt in Halbwellen kleiner als die doppelte Rahmenentfernung ausknickt (vgl. Mayer, Die Knickfestigkeit, S. 234), so zeigt gerade die strengere Formel nach Bleich, daß die uneingeschränkte Anwendung der nach Engesser gewonnenen Beziehung 10 unbedenklich ist. Man kann der Unstimmigkeit durch Überbemessung des elastisch gestützten Druckgurtes mit etwa 3 % Rechnung tragen. Das gleiche empfiehlt übrigens auch Bleich für die Anwendung seiner Formel in dem Bereiche nahe an $\frac{\varphi}{\pi} = 1$ und zwar zur Erzielung möglichster Gleichmäßigkeit für die eben in diesem Bereiche sehr empfindlichen Werte von A_{erf}.

Aus den bisherigen Darlegungen ergeben sich von selbst die Gründe, die den Brückenkonstrukteur zur Wahl des einen oder anderen der durch die Beziehungen 10 bezw. 12 verkörperten Verfahren bestimmen werden. Gerade der Umstand, daß es bei Anwendung der Bleichschen Formel 12 möglich ist, durch eine geringfügige Verstärkung des Gurtquerschnittes erheblich geringere erforderliche Rahmenwiderstände zu errechnen, läßt darauf schließen, daß der Sicherheit des Bauwerkes durch Anwendung der Beziehungen 10) kein Abbruch geschieht. Unterschiede zwischen den rechnerischen Sicherheitsgraden in dem früher nachgewiesenen Umfang erscheinen ganz belanglos, wenn man daran denkt, daß die Voraussetzungen dieser beiden Verfahren praktisch nicht erfüllt sind.

Jedoch auch dem schärfsten rechnerischen Verfahren wird es nicht gelingen, die verwickelten Verhältnisse voll zu erfassen, wie sie am wirklichen Bauwerk auftreten.

Die an ausgebauten Brückenträgern anzustellenden Belastungsproben sind geeignet, wertvolles Material zur Klärung dieser schwierigen Frage zu liefern. Selbstverständliche Voraussetzung für eine richtige Auswertung solcher Versuchsergebnisse ist eine genaue Kenntnis des in dem Versuchsgegenstande eingebauten Baustoffes.

In einer wertvollen Abhandlung („Bauingenieur" 1924, Heft 20, Gegliederte Knickstäbe) hat Rühl über den Einfluß der Streckgrenze auf die Knicklast gegliederter Stäbe berichtet. Die erheblichen Abweichungen in der Streckgrenze, die bei Eisensorten gleicher Güte — in einem Falle sogar bei Profileisen aus derselben Charge — festgestellt wurden, lassen erkennen, daß diese mögliche Fehlerquelle die volle Aufmerksamkeit bei der Wertung von Versuchsergebnissen verdient.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel.

Von Baurat Dr.-Ing. **F. Bohny**, Sterkrade.

(Schluß aus Heft 38.)

Abb. 9.

Nur der Formgebung der Hauptpylone wurde etwas mehr Aufmerksamkeit geschenkt und versucht, durch eine einfache und ruhige Gliederung eine gute Wirkung zu erzielen. Die bauliche Durchbildung ist aus Abb. 8 näher ersichtlich, während die Lichtbildaufnahme Abb. 9 zeigt, daß in der Tat eine vorzügliche Wirkung mit den angewendeten einfachen Mitteln erzielt worden ist. Das Bild zeigt auch einen guten Durchblick durch die Brücke mit dem weitmaschigen Windverbande. Die Fußwege sind an dieser Stelle örtlich verbreitert, so daß balkonartige Ausbauten entstehen. Auch diese tragen zur Belebung des sonst schlichten Brückenbildes bei, wie aus dem Lichtbilde Abb. 10 hervorgeht. In diesem ist auch die Auflagerung der Brücke auf den Strompfeilern ersichtlich und die Formgebung der Pfeiler selbst. Wie man erkennt, ist der ganze Aufbau und der Zusammenklang von Unterbau und Überbau ganz vorzüglich gelungen und muß wohl als mustergültig bezeichnet werden.[3])

[3]) Die zwischen den Auflagerquadern vorhandenen Holzeinbauten sind natürlich wegzudenken, sie rühren wie die Beschmutzung der Pfeilerflächen noch von der belgischen Besatzung her.

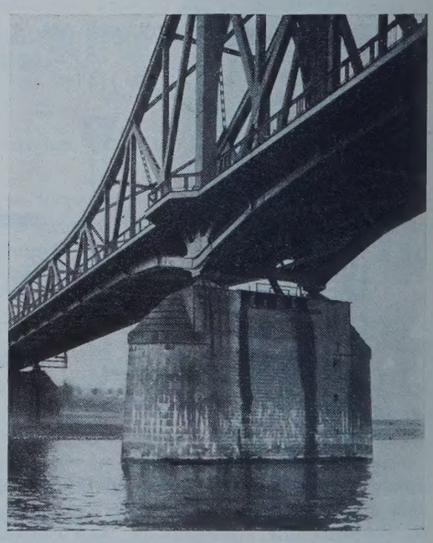


Abb. 10.

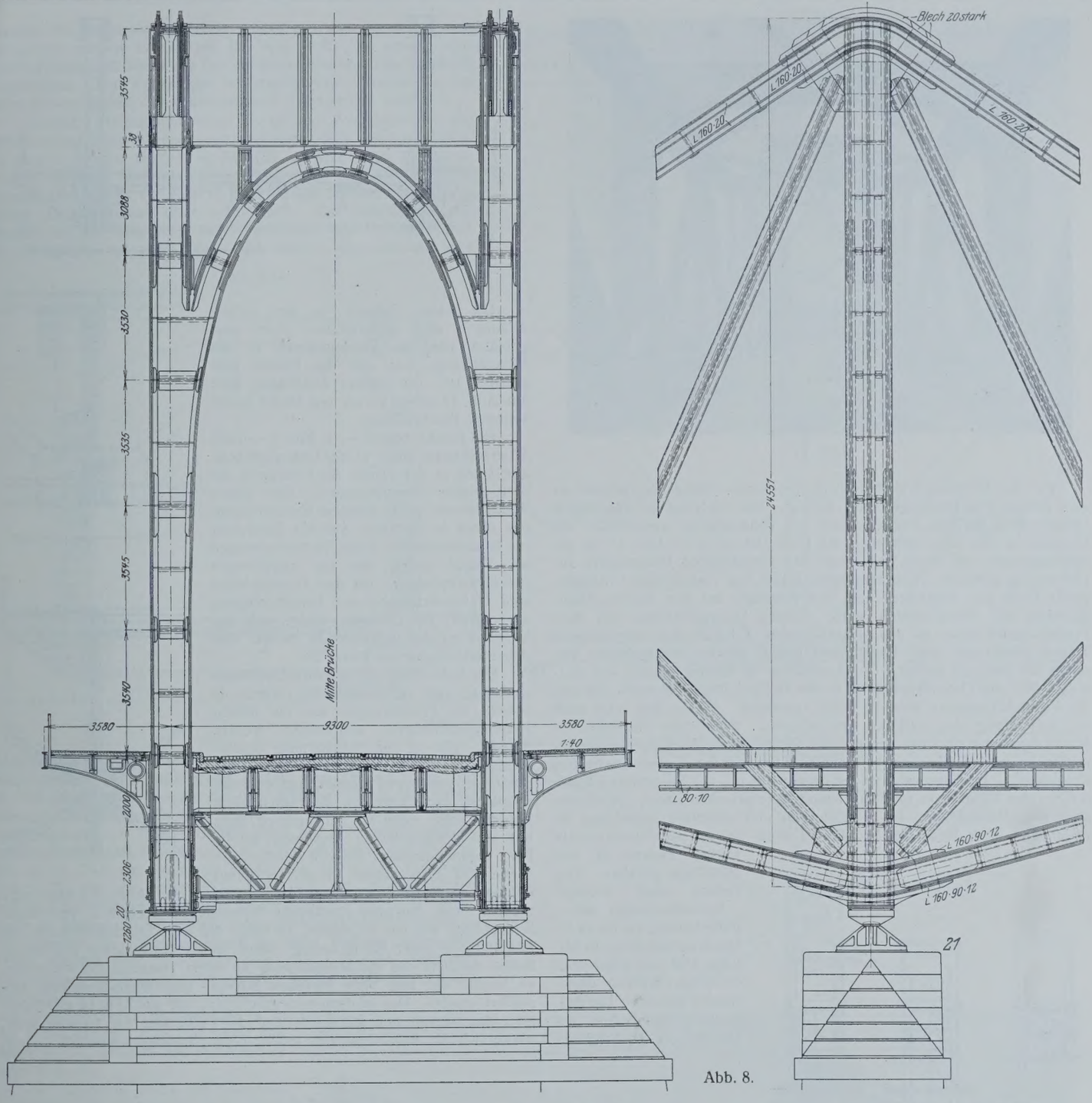

Blech 20 stark
L 160·20
L 160·20
L 160·20
24557
3545
39
3088
3530
3535
3545
3540
Mitte Brücke
3580
9300
3580
1:40
2000
2306
20
2260
L 80·10
L 160·90·12
L 160·90·12
21

Abb. 8.

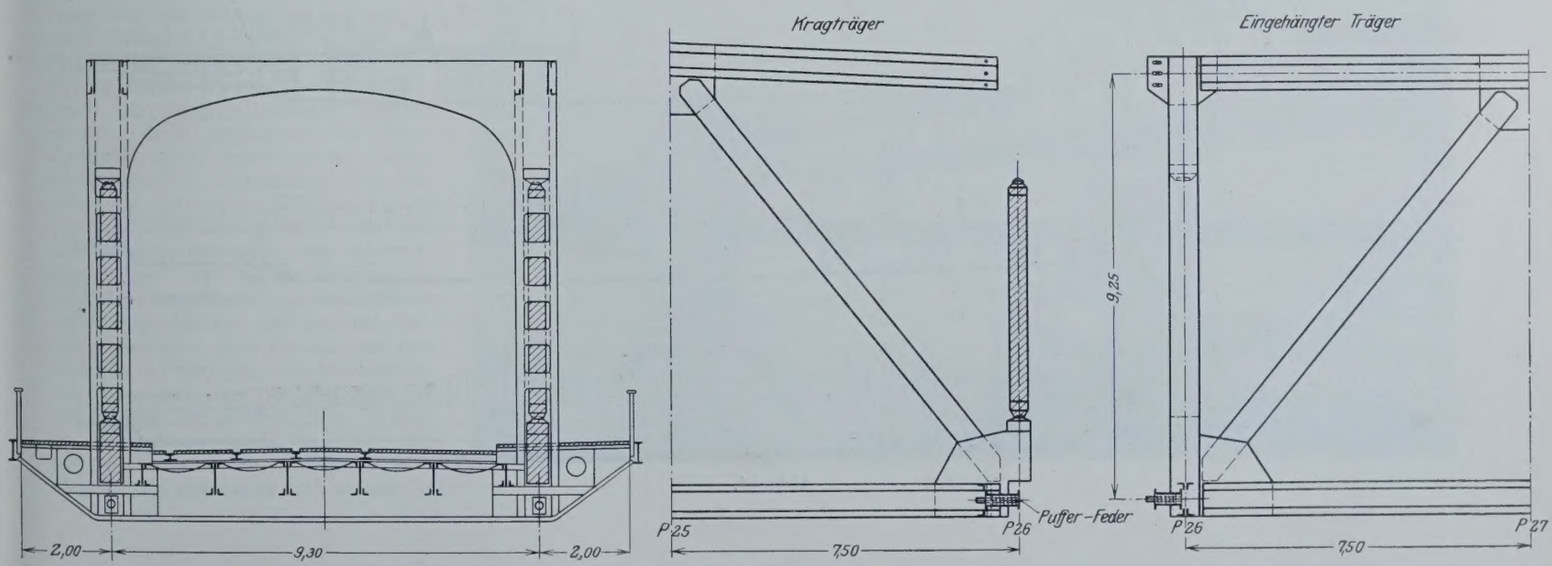

Kragträger
Eingehängter Träger
9,25
Puffer-Feder
P 25
P 26
P 26
P 27
7,50
7,50
2,00
9,30
2,00

Abb. 11.

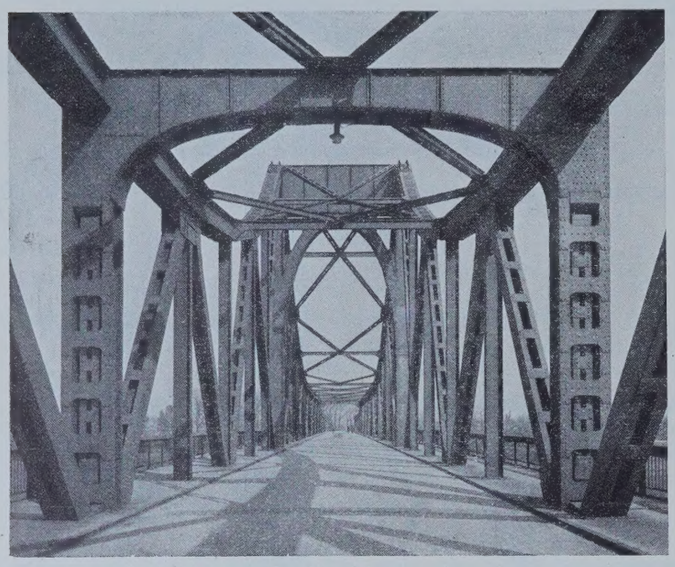
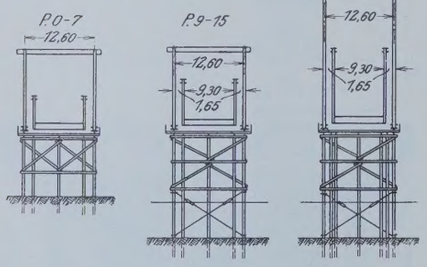


Abb. 12.

Für den Eisenbauer sind noch als besondere Punkte die Gelenke an den Enden der Kragträger von Belang. Die Gelenke in der Mittelöffnung sind als reine Pendelgelenke mit Pendelpfosten ausgebildet, die Gelenke in den Seitenöffnungen als feste Gelenke. In Abb. 11 ist die Wirkungsweise der Pendel am Ende des eingehängten Mittelträgers zur Darstellung gebracht. Wie man sieht, bildet der vorkragende Untergurtpunkt *P* 26 der Kragträger eine Art Konsole, auf der mittels Stahlgelenken der Pendelpfosten steht. Dieser Untergurtknoten mit dem Pendel greift dann in den geschlossenen Rahmen des eingehängten Trägers hinein und trägt diesen oben mittels gleicher Stahlgelenke, wie unten die Stützung erfolgt. Die Anordnung ist ebenso einfach wie neuartig. Wie die Gelenkanordnung in der fertigen Brücke aussieht, ist aus der Lichtbildaufnahme Abb. 12 näher ersichtlich. Dieses Bild zeigt auch die Ausbildung des örtlichen Querrahmens. Durch die Stützung des Mittelträgers mittels langer pendelnder Pfosten steht der Träger gewissermaßen im labilen Gleichgewicht auf den ausladenden Enden der beiden Kragträger — im Gegensatze zu der Anordnung bei der Rheinbrücke Ruhrort, wo der Mittelträger stabil an langen Stahlgelenken hängt. Um daher stets eine Mittelstellung zu gewährleisten und einseitige Ausschläge zu verhindern, ist in Wesel der Mittelträger unten bei den Gelenken mittels starker Federn in der Mittellage gehalten. Die Federn sind kräftige Schraubenfedern mit Pufferbolzen, die bis zu 8 t Druck aufzunehmen in der Lage sind und daher jede einseitige Reibung überwinden können. Die Anordnung der Federn ist aus Abb. 11 zu ersehen.

Zu Abb. 14.



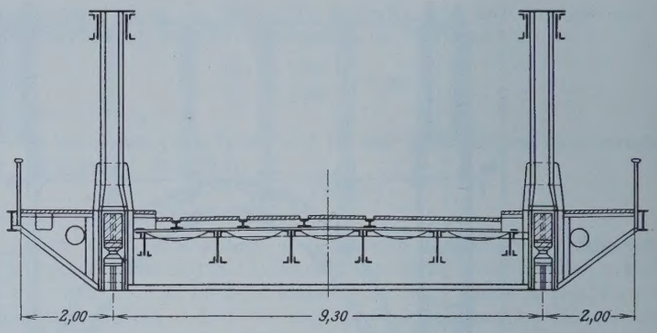
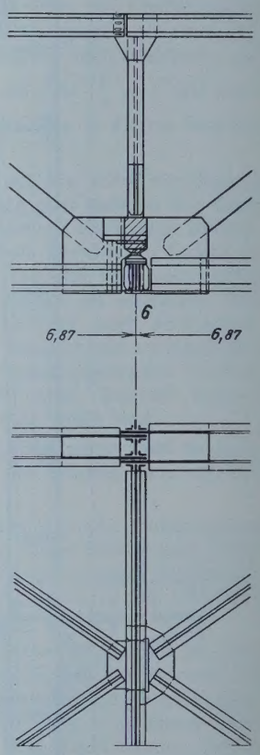


Abb. 13.

Die festen Gelenke in den Seitenöffnungen sind grundsätzlich gleich ausgebildet wie die Pendelgelenke in der Mittelöffnung, nur daß das Pendel fortgefallen ist. Die nähere Anordnung geht aus Abb. 13 näher hervor und bedarf keiner weiteren Beschreibung.

Die Brücke besitzt — s. Abb. 4 — zwei Windverbände, einen in der Untergurtebene und einen in der Fläche der Obergurte der drei großen Stromöffnungen. Der untere Windverband ist ein einfacher Kreuzverband, der obere in Rücksicht auf die Durchsicht ein Rautenverband. Beide Verbände wirken als Träger genau wie die zugehörigen Brückenhauptträger. An den Gelenkstellen sind Unterbrechungen mit Längsbewegung angeordnet, im Obergurt stützt sich der Verband an die vorhandenen Portale über den Pfeilern und bei Punkt 26.



Die Aufstellung des eisernen Überbaues gestaltete sich verhältnismäßig einfach, da sowohl die Flutöffnungen wie die beiden Kragträgeröffnungen eingerüstet werden durften. Nur in der Mittelöffnung durften Gerüste nur bis 40 m von Mitte der Strompfeiler an geschlagen werden, und es sollte möglichst das Gerüst an der einen Seite beseitigt sein, wenn an der anderen Seite mit den Rammarbeiten begonnen wurde. Für vorübergehende Zwecke durfte die Breite des Fahrwassers in der mittleren Öffnung sogar auf 85 m eingeschränkt werden. Als lichte Durchfahrthöhe mußten beim höchsten schiffbaren Wasserstande noch 9 m verbleiben. Schlepphilfe war nur zu stellen, so lange die freie Durchfahrt durch die Mittelöffnung unter 125 m betrug. Wurde somit abwechselnd von beiden Seiten montiert und die Mittelöffnung in ihrem Hauptteil frei vorgebaut, so konnte der Bau ohne jeglichen Schlepp- und Wahrschaudienst ausgeführt werden. Das ist dann auch geschehen, wie aus Abb. 14 ersichtlich ist. Man begann mit der Aufstellung der Flutbrücke auf Weseler Seite, woran sich die Aufstellung des rechtseitigen Kragträgers anschloß. Dann

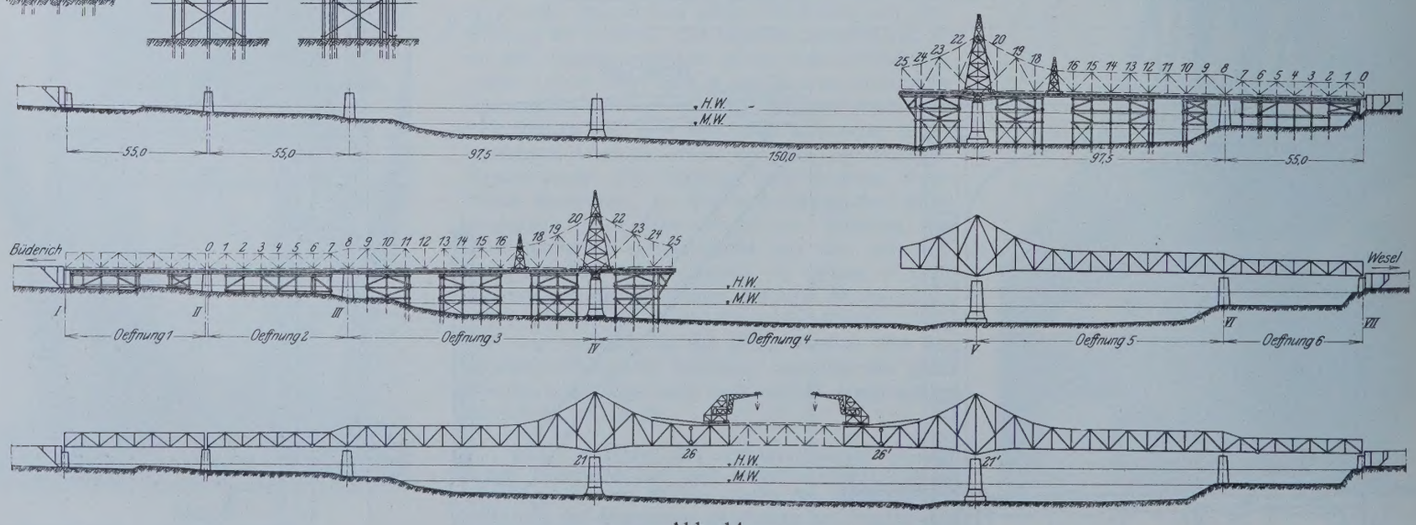
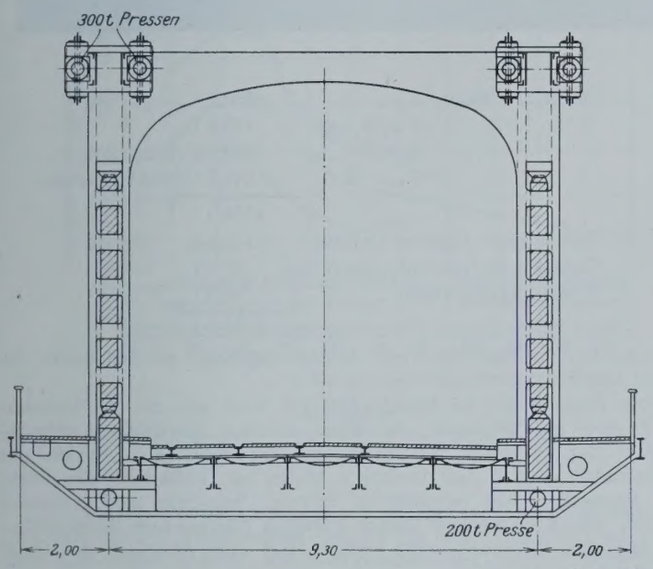


Abb. 14.

wurden die Rüstungen, nachdem vorher neue Rammarbeiten vorgenommen worden waren, auf die linke Rheinseite versetzt und daselbst in gleicher Weise der Bau auf festen Rüstungen bis Punkt 26 vorgetrieben. Von da erfolgte beiderseitig freier Vorbau bis zur Mitte mittels leichter Schwenkkrane und Trägerschluß daselbst.

Besondere Maßnahmen waren nur bei den Pendelgelenken der Mittelöffnung nötig, die vorübergehend festgestellt werden mußten. Zu diesem Zwecke wurden, s. Abb. 15, zwischen den Untergurtknoten bei Punkt 26 je eine Wasserdruckpresse von 200 t Tragkraft eingeschaltet, deren Gehäuse in der Stillage indessen wesentlich höhere Drücke aufzunehmen vermochten. Der Schnittpunkt des Pendels mit der Längsachse der Presse bezw. des Untergurtstabes 25—26 bildete auf diese Weise ein Gelenk, um das sich der



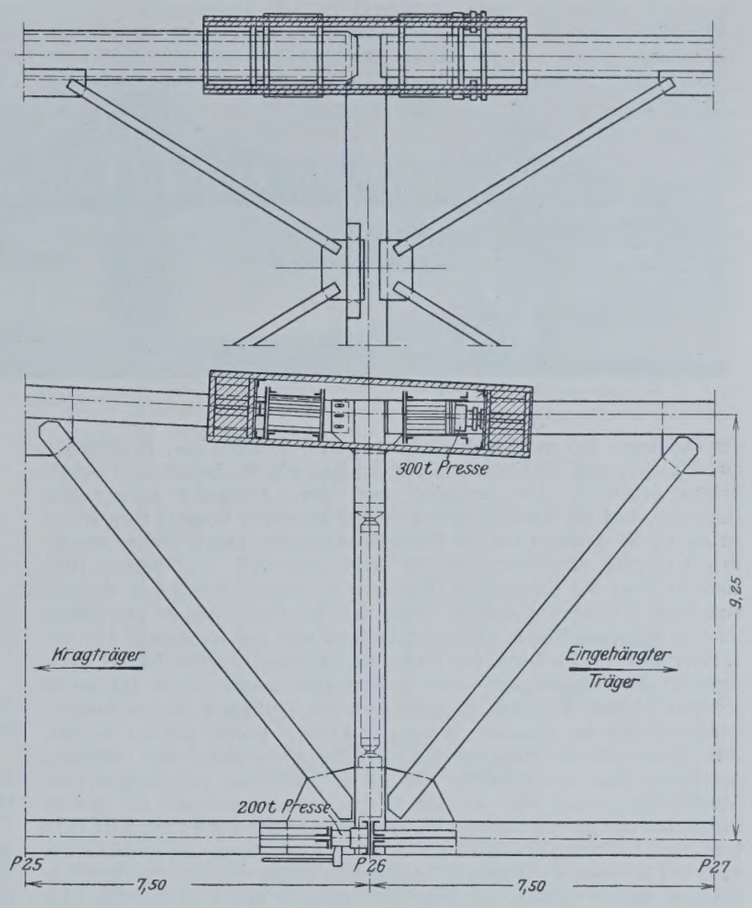
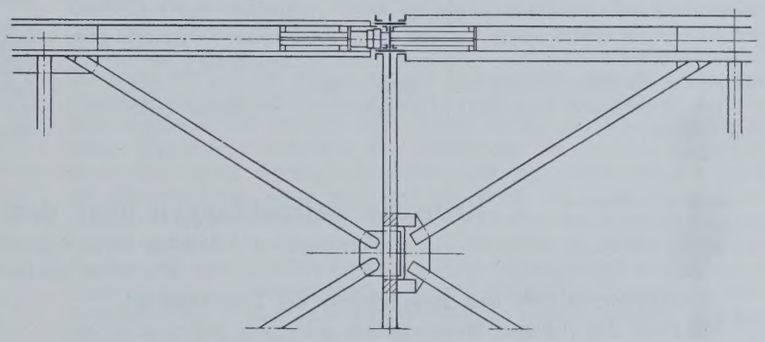


Abb. 15.

vorkragende Teil des Mittelträgers während des Freivorbaues bewegen konnte. Die Regulierung erfolgte vom Obergurt aus, wo je zwei Stück 300-t-Pressen zwischen kräftigen Zügeln angeordnet waren. Die größte Zugkraft in den — in der fertigen Brücke spannungslosen — Obergurtstäben über Punkt 26 ergab sich im letzten Stadium des Freivorbaues zu 326 t aus Eigen- und Kranlast und zu rd. 26 t aus seitlichem Winde von 100 kg/m², zusammen 352 t. Es war also spielend möglich, mit den großen Pressen während des Vorbaues und beim Trägerschluß die richtigen Höhenlagen zu halten und schließlich nach spannungslosem Vernieten in Brückenmitte den Einhängeträger in seine Endlage abzulassen. Dabei konnten auch bald die unteren 200-t-Pressen angepumpt und langsam auf Null gebracht werden. An ihre Stelle traten später die schon erwähnten Schraubenfedern zum Festhalten des Einhängeträgers in der Mittelstellung. Eine Aufnahme der Brückenstelle während des Freivorbaues zeigt Abb. 16.



Vertragsmäßig sollte die Gutehoffnungshütte ihre Arbeiten bis zum 1. April 1916 fertiggestellt haben, so daß im Herbst 1916 die Verkehrsübergabe der Brücke erfolgen könnte. Im Hochwasserprofil des Rheines stehende Gerüste mußten dabei spätestens bis Mitte Dezember 1915 beseitigt sein. Leider verhinderten die Zeitumstände die Einhaltung dieser Fristen. Während die Entwurfs- und Werkstattarbeiten ziemlich gut und programmgemäß vorwärts schritten, ergaben sich bald auf der Baustelle erhebliche Hemmungen. Es wurde immer schwieriger, tüchtige und gesunde Aufstellungsarbeiter, gute Zimmerleute und Schlosser beizubringen, eine Reklamation aus dem Heere war für den Bau mit Friedenscharakter nicht möglich. So kam es, daß zeitweise kaum die Hälfte der nötigen Mannschaften zur Stelle war. Gegen Ende des Jahres 1915 standen in

Abb. 16.

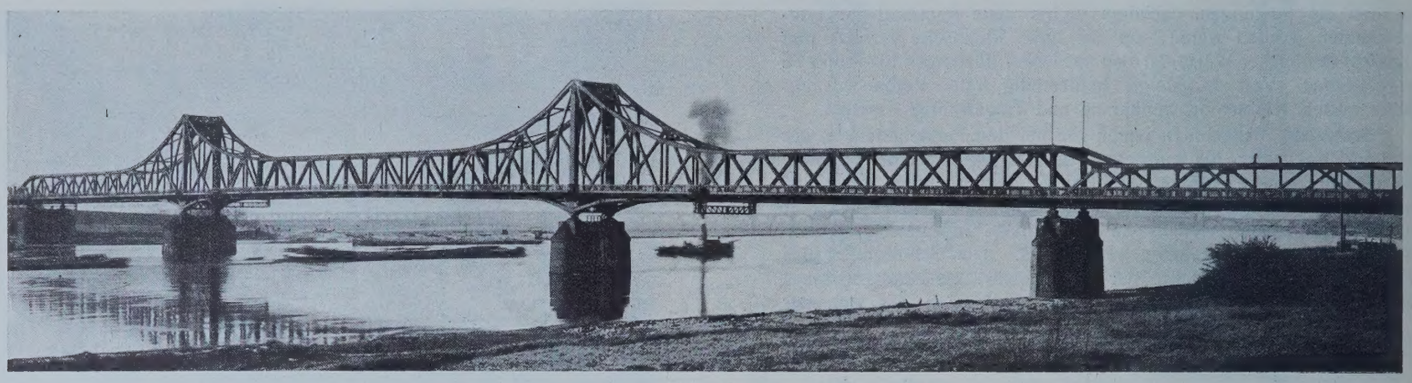


Abb. 17.

den Öffnungen 4, 5 und 6 noch die Rüstungen — s. Abb. 14 —. Hochwasser meldete sich, und bei Eistreiben war der Bau wie die benachbarte Schiffbrücke gefährdet. Da entschloß man sich, Ausländer anzuwerben, Holländer, und ein halbes Hundert Kriegsgefangener, Belgier, nach Wesel zu legen. So entstand bei der Baustelle ein ganzes Lager, und es wurde, so gut es ging, den Winter 1915/16 durch gearbeitet. Im Frühjahr 1916 konnten dann die linkseitigen Öffnungen in Angriff genommen werden, und Mitte August war man so weit, daß der Freivorbau in der Mittelöffnung beginnen konnte. Dieser ging dann sehr gut vonstatten, und am 2. November 1916 erfolgte das Freisetzen des eingehängten Trägers ohne irgendwelche Schwierigkeit. Am 9. November konnte diese Tat durch ein bescheidenes Richtfest in Gegenwart von Vertretern der zuständigen Behörden und des bauenden Werkes in kleinem Kreise gefeiert werden. Nun waren noch die Endarbeiten an der Eisenkonstruktion, wie Geländer, Abschlüsse usw. zu erledigen, die ganze Fahrbahn aufzubringen, die Abschlußtürme und Tore an den Enden aufzubauen usw. Es dauerte damit noch den ganzen nächsten Winter hindurch, und erst am 22. März 1917 fand die Abnahme der Brücke statt. Die Verkehrsübergabe geschah am 27. Juli 1917 unter gleichzeitiger Außerdienststellung der alten Schiffbrücke. Schlimm sah es indessen noch mit dem Anstrich des Bauwerks aus. Da Leinöl beschlagnahmt war und trotz aller Vorstellung nicht freigegeben wurde, war der Grundanstrich der Eisenteile größtenteils mit Ersatzfarbe gestrichen. Er mußte später — erst nach Kriegsende — nahezu ganz wieder entfernt werden, und es dauerte noch bis fast Mitte 1920, bis die Brücke ihr schmuckes eisengraues Gewand hatte.

Die in die Brücke eingebauten Eisenmengen — rechnerisch ermittelt — sind folgende:

1.	Flußstahl Öffnung 1	353,6 t,
	„ 2 u. 6 . . .	453,8 t,
	„ 3 u. 5 . . .	3077,9 t (Kragträger),
	„ 4	642,7 t (Einhängeträger),
		4528,0 t.
2.	Stahlguß der Lager u. Gelenke .	152,3 t,
3.	Gußeisen der Durchdringungen usw.	30,9 t,
4.	3 Besichtigungswagen	16,0 t,
		Insgesamt 4727,2 t,

wozu noch 67 t Einbauten in die Flankierungstürme an den Enden der Brücke kommen.

Die Rheinbrücke bei Wesel (Abb. 17) wird wie die Rheinbrücken bei Engers und Remagen ein stetes Zeichen gewaltiger Leistungsfähigkeit der deutschen Wirtschaft und der deutschen Industrie aus Deutschlands größter Zeit bleiben. Mitten im Weltkriege sind diese drei Bauwerke ohne wesentliche Störung begonnen und vollendet worden, mögen sie nun im endlich erlangten Frieden dem Wiederaufbau der deutschen Wirtschaft, dem Verkehr und dem Ausgleich der Güter und Menschen dienen.

Der Bau der Weseler Brücke verdankt sein Entstehen vor allem dem tatkräftigen Eintreten des damaligen Oberpräsidenten der Rheinprovinz, Freiherrn Georg v. Rheinbaben, Rheinstrombaudirektor und oberster Bauleiter war zu dieser Zeit Oberbaurat Stelkens, die örtliche Bauleitung lag in den Händen des inzwischen verstorbenen Wasserbauinspektors Baurat Heinekamp vom Wasserbauamt in Wesel.

Alle Rechte vorbehalten.

Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel.

Von Dipl.-Ing. **Friedrich Jung,** Regierungsbaumeister a. D. in Herne.

(Schluß aus Heft 41.)

Betrachtungen über den Wasserzusatz bei Zementmörtel.

Die Frage des richtigen Wasserzusatzes ist schon mehrfach in der einschlägigen Literatur Gegenstand eingehender Behandlung gewesen. Schon Feret[9]) hat zur Erreichung einer gleichen Konsistenz für die verschiedenen Mischungen die Formel gefunden: $W = c\,C + s\,S$, worin unter W der Wasserzusatz, C die Zementmenge, S die Sandmenge und c bezw. s der für den Zement bezw. den Sand erforderliche Wasserzusatz, alles in Gewichtsteilen, zu verstehen sind. Die gleiche Formel wurde später auch von Kortlang[10]) zur rechnerischen Bestimmung des Wasserzusatzes benutzt. Er macht dabei die Annahme, daß die gleiche Konsistenz für verschiedene Mischungen dann vorhanden ist, wenn beim Stampfen im Hammerapparat von Böhme nach der gleichen Anzahl von Schlägen Wasser oder Zementbrei aus der eisernen Form austritt. Er bestimmte auf diese Weise für verschiedene Mischungen von Zement und Sand derselben Kornzusammensetzung diejenigen Wasserzusätze, für die dies der Fall ist. Kortlang fand: bei gleichen Verhältnissen tritt der Höchstwert der Druckfestigkeit ein,

1. wenn der Wasserzementfaktor — das Verhältnis von Wasser zu Zement in Gewichtsteilen — $f = 0{,}500$ ist,
2. wenn der Zementfaktor — die auf 1 m² Oberfläche entfallende Zementmenge in kg — $c = 0{,}0900$ ist, wo $c = \frac{w}{0{,}5}$ ist.
3. Bei veränderlicher Oberfläche und gleichem f und w steht die Druckfestigkeit mit der Oberfläche in parabolischer Beziehung.

Der Höchstwert der Druckfestigkeit tritt ein, wenn die Oberfläche $= 23{,}6$ m² ist.

Abrams[11]) stellte durch umfangreiche Versuche fest, daß die Druckfestigkeit des Betons abhängig ist u. a. vom Wasserzusatz nach der Beziehung:

$K = \frac{A}{B^x}$, wo die Konstanten A und B die Werte $A = 1400$ und $B = 7$ (bezw. 8,2) annehmen und $x = \frac{\text{Wassergehalt des Mörtels beim Anmachen}}{\text{absolutes Volumen des Zementes}}$ ist.

O. Graf[12]) stellte die ähnliche Beziehung auf:

$K = \frac{A}{7^{2x}} + 30$ kg/cm², wo $A =$ rd. $4{,}1\,K_n$ ist und K_n die Normenfestigkeit des Zementes in kg/cm² bedeutet.

Young[13]) hat gefunden, daß für eine gleiche Konsistenz die Menge des Anmachewassers von der Oberfläche des Kieses abhängt. Nach Talbot[14]) nimmt die Druckfestigkeit mit der Abnahme der Hohlräume zu, wobei unter Hohlraum der Anteil des Volumens des Wassers und der Luft im Betonkörper zu verstehen ist.

Der für die Versuche verwendete Portlandzement stammte von der Hannoverschen Zementfabrik Misburg und entsprach in jeder Beziehung den deutschen Normen.

Um verschiedene Eigenschaften des abgebundenen Zementes kennenzulernen, die mit Rücksicht auf die späteren Versuche mit Mörtel-

[9]) Feret, Annales des Ponts et Chaussées 1892, 4. Bd., S. 35 u. f.

[10]) Kortlang, Beiträge zur Untersuchung des Einflusses der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und Elastizität. Diss. 1921, Karlsruhe.

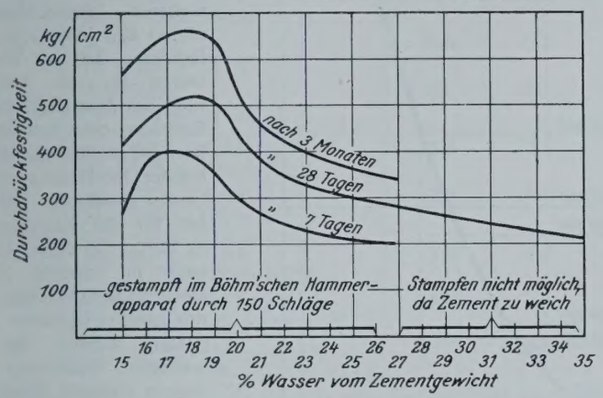
[11]) Abrams, Design of concrete mixtures, Bulletin 1 des Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute. Chicago 1921. 4. Aufl.

[12]) Graf, Der Aufbau des Mörtels in Beton.

[13]) Young, Engineering News-Record 1920, Heft 1.

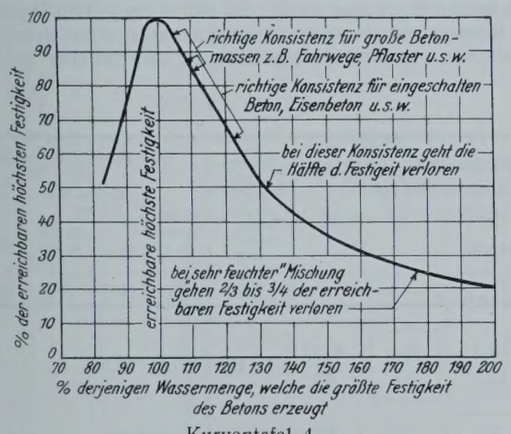
[14]) Talbot, Engineering News-Record 1921, Band 87, S. 147.

mischungen wichtig erscheinen, sind reine Zementwürfel (Kantenlänge 7,07 cm) mit verschiedenen Wasserzusätzen angefertigt worden. Das Mischen des Zementes mit dem Wasser geschah in der Mörtelmischmaschine Bauart Steinbrück-Schmelzer entsprechend der Vorschrift für die Anfertigung des Normenmörtels. Das Stampfen des Zementkittes geschah für die Wasserzusätze von 15 bis 25% des Zementgewichtes durch 150 Hammerschläge des Böhmeschen Hammerapparates. Die Versuchskörper mit größerem Wasserzusatz waren so weich, daß ein Stampfen nicht möglich war, sie wurden unter Rütteln in die Form gebracht und nach 24 Stunden aus der Form genommen. Die Lagerung nach der Herstellung für alle Zementwürfel fand statt 1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter feuchten Säcken, dann an der Luft bei Zimmertemperatur. In der Kurventafel 3 ist die Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Wasserzusatz nach 8-, 28- und 90tägiger Lagerung graphisch dargestellt.



Kurventafel 3.
Festigkeiten reiner Zementwürfel von 7 cm Kantenlänge bei verschiedenem Wasserzusatz.

Die Druckfestigkeiten wachsen mit geringer werdendem Wasserzusatz, und zwar für die Wasserzusätze von 35 bis etwa 23% zunächst linear, dann nach einem anderen, scheinbar parabolischen Gesetze, und erreichen ihren Höchstwert etwa nach einem Wasserzusatz von 18% des Zementgewichts. Mit noch weiter abnehmendem Wasserzusatz tritt eine immer schnellere Verminderung der Druckfestigkeit auf. Für reine Zementwürfel hat also im vorliegenden Falle der Wasserzementfaktor — das Verhältnis von Wasser zu Zement in Gewichtsteilen — den günstigsten Wert von $w_z = 0{,}18$.

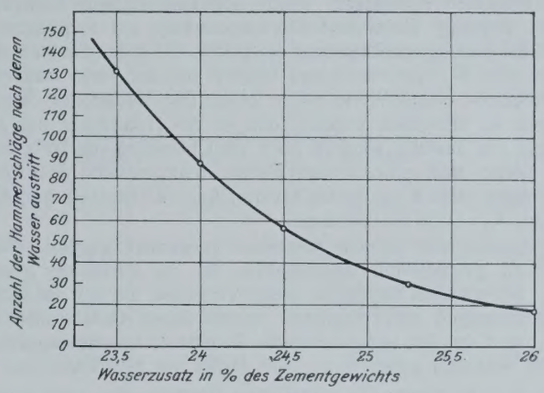


Kurventafel 4.

Zum Vergleich hierzu sei auf die folgende in Kurventafel 4 graphisch dargestellte Abhängigkeit der Festigkeit des Betons vom Wasserzusatz aufmerksam gemacht, die aus „Concrete Data for Engineers and Architects, Important Factors in Making Good Concrete, published by Portland Cement Association", Seite 1, entnommen ist. Wie wichtig der Wasserzusatz ist, geht deutlich aus dem Verlaufe der Kurve hervor, die erkennen läßt, daß bei falschem Wasserzusatz bis zu $^4/_5$ der erreichbaren Festigkeit eingebüßt werden können. Ein ganz geringer Überschuß an Anmachewasser, das zur Erreichung der höchsten Festigkeit des Betons gerade erforderlich ist, wird zwar immer zu empfehlen sein, weil einerseits etwas Wasser bis zur Verarbeitung des Betons verdunstet und anderseits dadurch eine leichtere Verarbeitbarkeit des feuchten Betons erzielt wird.

Der Wasseraustritt aus der eisernen Form infolge der Stampfwirkung ist aus dem Verlaufe der Konsistenzkurve der Kurventafel 5 zu ersehen.

Der Wasserzusatz, der zur Erreichung einer bestimmten Konsistenz von Mörtel erforderlich ist, setzt sich zusammen aus zwei Teilen, und zwar 1. aus der Menge Wasser w_z, die der Zement erfordert, und 2. aus der Menge w_k, die die einzelnen Körner des Sandes oder Kieses mit einer so starken Schicht überzieht, daß beim Vermischen des feuchten Mörtels bezw. Betons von Zement keine Feuchtigkeit dem Kies oder vom Kies dem Zement entzogen wird. Es leuchtet ohne weiteres ein und wird auch durch zahlreiche Versuche der angegebenen Literatur bestätigt, daß w_k von der Oberfläche des Sandes bezw. des Kieses abhängig ist. Die von Kortlang mit c und s bezeichneten, gleichbedeutenden Werte sind ermittelt von der Annahme ausgehend, daß für die verschiedensten Mischungen unter Zugrundelegung derselben Sandzusammensetzung dieselbe Konsistenz erreicht ist, wenn bei der gleichen Anzahl



Kurventafel 5.
Konsistenzkurve für Zement.

von Stampfschlägen Wasser aus der Form austritt. Obgleich dies genau genommen nur für Mischungen gleicher Dichtigkeit zutreffen kann, wie Kortland auch zugibt, wurde von ihm dieses Vergleichsmittel in Ermangelung eines zuverlässigeren angewendet für beliebige verschieden dichte Mischungen. Durch die auf diese Weise ermittelten Ergebnisse ist nach Kortlang die Brauchbarkeit dieses Verfahrens erwiesen. Es ist aber klar, daß eine magere Mischung mit viel Hohlräumen zur Erreichung des Wasseraustritts eine bedeutend stärkere Stampfwirkung erfordert als eine Mischung, bei der alle Hohlräume von Zementmörtel ausgefüllt sind oder die sogar einen gewissen Überschuß an Zement enthält. Bei der mageren Mischung kann sich überschüssiges Wasser in den nicht von Zement gefüllten Hohlräumen aufhalten, ohne durch das Stampfen herausgepreßt zu werden. Auch unterliegt der Zement bei mageren Mischungen nicht der Stampfwirkung, diese wird vielmehr durch das Sand- bezw. Kiesgerippe übertragen, dessen Hohlräume nur teilweise von feuchtem Zementbrei ausgefüllt sind. Um gleichartige Verhältnisse zu schaffen, sind zur Bestimmung einer gleichen Konsistenz Mischungen gewählt worden, deren Zementgehalt so bestimmt worden ist, daß der feuchte Zementmörtel die Hohlräume des Sandes bezw. Kieses nicht nur ausfüllt, sondern auch der Stampfwirkung ausgesetzt ist.

Um nun festzustellen, welchen Wasserzusatz w_k der als Zuschlagstoff verwendete Sand benötigt, damit eine bestimmte Konsistenz des Mörtels erreicht wird, sind Probewürfel (7 cm Kantenlänge) angefertigt unter Berücksichtigung des Umstandes, daß der feuchte Zementkitt die Hohlräume des Kieses reichlich ausfüllt. Die Mischung dieser Probewürfel bestand aus 232 g Zement und 588 g Normensand. Es ergab sich folgendes:

Tabelle 3.

Gewählter Gesamt-Wasserzusatz in g	in Gewichtsprozenten	Wasseraustritt nach n Schlägen Versuch Nr. 1	2	3	4	5	im Mittel
70,0	8,55	—	—	—	—	—	—
74,0	9,03	136	142	124	134	133	134
76,0	9,28	118	107	106	114	108	111
79,0	9,64	90	92	84	86	81	87
82,0	rd. 10,0	48	42	54	51	44	48

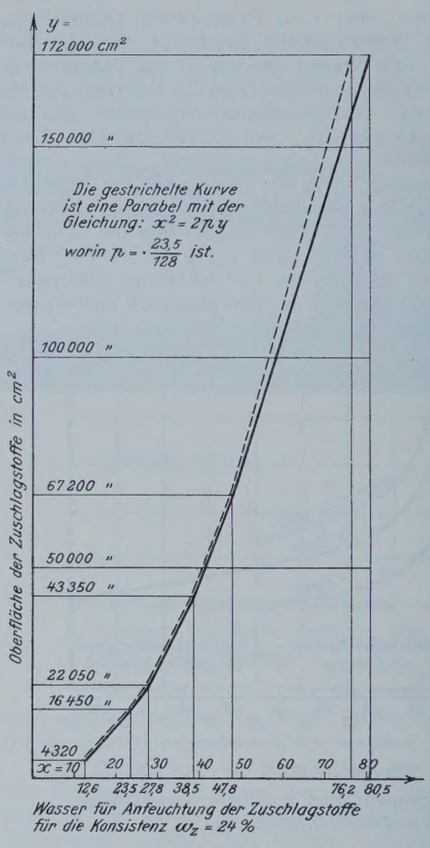
Der Wasserzusatz von 9,64% mit einem Wasseraustritt nach 87 Schlägen entspricht nach Kurventafel 5 einer Zementkonsistenz von $w_z =$ rd. 24%. Da der Gesamtwasserzusatz aber 79,0 g betrug, waren zur Benetzung der Normensandmenge mit einer Oberfläche von 16 464 cm² nötig $w_n = 79{,}0 - 55{,}5 = 23{,}5$ g.

Es ist nun sehr naheliegend, daß für eine andere Kornzusammensetzung der Wasserzusatz w_n proportional sich mit der Oberfläche des Sandes ändern müsse, um die gleiche Konsistenz zu erreichen. Diese

einfache Überlegung erschien dem Verfasser ohne weiteres als selbstverständlich, und da sie auch von Kortlang bei der Berechnung des Wasserzusatzes w_n angewendet worden ist, wurden für Kornzusammensetzungen mit verschiedenen Oberflächen die Wasserzusätze berechnet und die entsprechend feuchten Mischungen gestampft. Die Beobachtung des Wasseraustritts ergab jedoch Werte, die den erwarteten durchaus nicht entsprachen. Für Kornzusammensetzungen von sehr großer Oberfläche trat Wasser bereits nach wenigen Stampfschlägen aus, während bei solchen mit kleinerer Oberfläche gar kein Wasseraustritt beobachtet wurde. Auch schon vor dem Einbringen in die Form waren an den feuchten Mischungen deutlich die Unterschiede der Konsistenz ohne weiteres zu erkennen. Daraus war anzunehmen, daß der Wasserzusatz w_n nicht proportional zur Oberfläche wächst. Um festzustellen, inwiefern der Wasserzusatz von der Oberfläche des Kieses abhängig ist zur Erlangung derselben Konsistenz, wurde für verschiedene Kornzusammensetzungen diejenige Gesamtanmachewassermenge auf empirischem Wege ermittelt, die derjenigen Konsistenz entspricht, die unter der Stampfwirkung etwa bei dem 87. Hammerschlage Wasser aus der Form austreten läßt. Diese entspricht einem Werte $w_z = 24\,\%$. Die Menge des Zementkittes soll immer so bemessen werden, daß er die Hohlräume der Zuschlagstoffe nicht nur ausfüllt, sondern noch ein Überschuß von 10 % vorhanden ist. Die Körner sind getrennt nach Größen, entsprechend dem Charlottenburger Siebsatz, also $K_4 = 6{,}3$ bis 2,0 mm, $K_3 = 2{,}0$ bis 0,63 mm, $K_2 = 0{,}63$ bis 0,2 mm, $K_1 = 0{,}20$ bis 0,00 mm.

Als Zuschlagstoff ist nur Weserkies verwendet worden. Das Litergewicht des gestampften Zementkittes ist in Rechnung gesetzt mit 2010 g/l. Die weiteren Ergebnisse dieser Versuche, die sich auf sechs Kornzusammensetzungen von möglichst verschiedener Gesamtoberfläche erstrecken, sind in der untenstehenden Tabelle 4 zusammengestellt. Die Werte der Spalte (7) geben immer das Mittel aus fünf Versuchen an.

Aus den in Spalte (7) umrahmten Werten, die annähernd einen Wasseraustritt nach 87 Schlägen, also einem $w = 24\,\%$ entsprechen, sind die in den Spalten (9), (10) und (11) verzeichneten Werte berechnet. Trägt man das in Spalte (10) ermittelte Wassergewicht, das zur Anfeuchtung des Kieses erforderlich ist, als Abszisse und die Gesamtoberflächen der entsprechenden Mischungen als Ordinaten in einem rechtwinkligen Achsensystem auf, so ergibt sich die in der Kurventafel 6 ausgezogene Kurve, die im unteren Teil fast genau mit der gestrichelten Parabel von der Gleichung $x^2 = 2\,p\,y$ zusammenfällt und nur oben im Bereich der Kornzusammensetzungen mit sehr großer Oberfläche unerheblich abweicht. In der Parabelgleichung ist der Parameter $2\,p = \left(\frac{23{,}5}{128}\right)^2$ zu setzen, wobei der Zähler $23{,}5 = w_n$ in g für Normensand und der Nenner 128 $= \sqrt{\text{Oberfläche in cm}^2}$ ebenfalls für Normensand bedeuten (siehe Kurventafel 2b). Die praktisch ganz unbedeutende Abweichung der gefundenen Kurve von der Parabel im oberen Teil läßt sich vielleicht dadurch erklären, daß bei sehr großer Oberfläche die Zuschlagstoffe fast die



Kurventafel 6.

Kurve für die Abhängigkeit der Anfeuchtungswassermenge der Zuschlagstoffe von deren Oberfläche für die Konsistenz $w_z = 24\,\%$.

Zementfeinheit erreichen und ein Ausfüllen der Hohlräume mit Zementkitt nicht mehr in dem gewünschten Maße möglich sein wird. Die Folge davon ist, daß sich in dem entstandenen Überschuß an Hohlraum ein Teil des Anmachewassers festsetzt, das bei der Erreichung einer bestimmten Konsistenz nicht mitwirkt. Immerhin wird man diese geringe Abweichung ohne weiteres vernachlässigen dürfen und kommt zu dem Ergebnis, daß der Wasserbedarf für die Anfeuchtung der Zuschlagstoffe zur Erzielung einer bestimmten Konsistenz mit der Wurzel aus der Oberfläche zunimmt. Genau genommen gilt dies nur für die Konsistenz $w = 24\,\%$. Ob dieses Gesetz auch für andere Konsistenzen Gültigkeit hat, kann nur durch Versuche festgestellt werden, die der weiteren Forschung auf diesem Gebiete überlassen bleiben sollen.

Um den Einfluß kennenzulernen, den die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, insbesondere ihre Oberfläche und Dichte auf die Druckfestigkeit des erhärteten Zementmörtels ausübt, sind Probekörper von 7 cm Kantenlänge von verschiedener Kornzusammensetzung und einem der Konsistenz $w_z = 24\,\%$ entsprechenden Wasserzusatz angefertigt und nach 28 Tagen der Druckprüfung unterzogen worden. Die genauen Zusammensetzungen der Mischungen sind aus der Tabelle 5 zu ersehen. Die eingetragenen Ergebnisse stellen das Mittel aus je fünf Druckversuchen dar. Die Beobachtung der Konsistenz stimmte gut mit dem erwarteten Ergebnis überein, ein weiterer Beweis dafür, daß die über die Ermittlung

Tabelle 4.

Lfd. Nr.	Entspricht der Zusammensetzung in Tab. Nr.	Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe in Gewichtsteilen	Hohlraum in %	Gesamtgewicht in g des gewählten Kieses	Gesamtgewicht in g des gewählten Zementes	Gewählter Wasserzusatz w in g / Wasseraustritt nach n Schlägen — 1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch	5. Versuch	Gesamtoberfläche der Zuschlagstoffe in cm²	Wasserzusatz für die Konsistenz $w_z = 24\,\%$: für den Zement in g	für den Kies w_k in g	für den Kies w_k in Gewichts-%	für Zement und Kies in g	für Zement und Kies in Gewichts-%
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)					(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
1		588 g Normensand mittl. $\varnothing = 1{,}00$ bis 1,25 mm	36,78	588	231,7	$w = 70{,}0$ / $n = —$	74,0 / 134	76,0 / 111	**79,0 / 87**	82,0 / 48	rd. 16 450	55,5	23,5	4	79	9,64
2		$k_4 + 0{,}3\,k_3 + 0{,}2\,k_2 + 0{,}5\,k_1$ $378 + 114 + 76 + 189 = 756$ g	18,6	757	117,2	$w = 70$ / $n = 138$	73 / 104	**76 / 82**	79 / 39	82 / 23	67 200	28,2	47,8	6,32	76	8,7
3		k_4 615 g	33,8	615	214	$w = 58$ / $n = 133$	61 / 102	**64 / 86**	67 / 42	70 / 18	4 320	51,4	12,6	2,05	64	7,72
4		k_3 623 g	32,8	623	209	$w = 72$ / $n = 145$	75 / 113	**78 / 88**	81 / 44	84 / 21	22 050	50,2	27,8	4,46	78	9,38
5		k_2 600 g	35,5	600	223	$w = 86$ / $n = 146$	89 / 114	**92 / 81**	95 / 43	98 / 19	43 750	53,5	38,5	6,42	92	11,2
6		k_1 585 g	36,8	585	232	$w = 120$ / $n = —$	127 / —	133 / 122	**136 / 89**	140 / 45	172 000	55,5	80,5	12,74	136	15,9

Tabelle 5. Druckergebnisse der Versuchskörper.

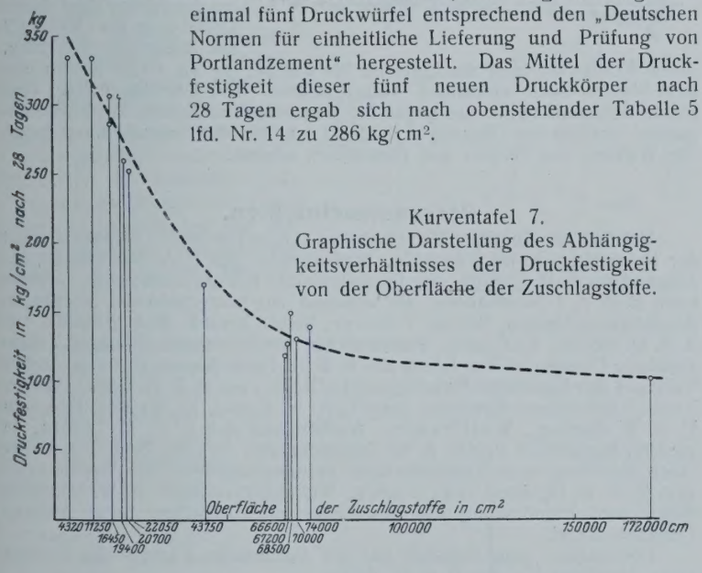
Lfd. Nr.	Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe in Gewichtsteilen	Hohlraum in %	Gesamtgewicht des gewählten Kieses g	Gesamtgewicht des gewählten Zementes g	Wasserzusatz in g gewählt	Wasserzusatz in g berechnet	Mittel des Wasseraustritts nach n Schlägen im Hammerapparat n =	Oberfläche der Zuschlagstoffe in cm²	Druckfestigkeit[1]) nach 28 Tagen in kg/cm²
1	615 g k_4	33,8	615	214	70	64,1	76	4 320	334,5
2	623 „ k_3	32,8	623	209	78	78	77	22 050	252,0
3	600 „ k_2	35,5	600	223	92	92	68	43 750	169,3
4	585 „ k_1	36,8	585	232	136	136	60	172 000	102,0
5	588 g Normensand	36,78	588	231,7	79	79	82	16 450	305,0
6	$k_4 + 0{,}5\,k_1$ 490 + 245 = 735 g	21,0	735	133	82	81,8	44	74 000	139,0
7	$k_4 + 0{,}5\,k_2$ 474 + 237 = 711 g	23,6	711	149	62	62,19	97	20 700	259,5
8	$k_4 + 0{,}5\,k_3$ 454 + 227 = 681 g	26,6	681	168,3	60	59,8	101	11 200	333,0
9	$k_4 + 0{,}3\,k_3 + 0{,}5\,k_1$ 420 + 126 + 210 = 756 g	18,8	756	119	76	76,65	64	68 500	149,4
10	$k_4 + 0{,}3\,k_3 + 0{,}4\,k_2$ 414 + 124 + 165 = 703 g	24,5	703	155	63	62,75	110	19 400	306,2
11	$k_4 + 0{,}3\,k_2 + 0{,}5\,k_1$ 423 + 127 + 212 = 762 g	18,0	762	114	76	75,75	88	70 000	131,0
12	$k_4 + 0{,}3\,k_3 + 0{,}2\,k_2 + 0{,}5\,k_1$ 378 + 114 + 76 + 189 = 757 g	18,6	757	117,2	76	76	58	67 200	126,1
13	$k_4 + 0{,}3\,k_3 + 0{,}3\,k_2 + 0{,}5\,k_1$ 359 + 108 + 108 + 179 = 754 g	19,0	754	120	76	76,1	50	66 600	118,7
14	Wiederholung des Versuchs entsprechend den „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement", Lagerung *B*.								286,0

Es ist $k_4 = 2{,}0$ bis 6 mm, $k_3 = 0{,}6$ bis 2,0 mm, $k_2 = 0{,}2$ bis 0,6 mm, $k_1 = 0{,}00$ bis 0,2 mm.

[1]) Mittel aus 5 Versuchen.

des Wasserzusatzes angestellten Betrachtungen der Wirklichkeit fast genau entsprechen.

Da diese Versuche etwa 6 Monate später vorgenommen wurden und anzunehmen war, daß der Zement trotz möglichst trockener Lagerung einen Teil der Bindekraft verloren haben konnte, wurden gleichzeitig noch einmal fünf Druckwürfel entsprechend den „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement" hergestellt. Das Mittel der Druckfestigkeit dieser fünf neuen Druckkörper nach 28 Tagen ergab sich nach obenstehender Tabelle 5 lfd. Nr. 14 zu 286 kg/cm².

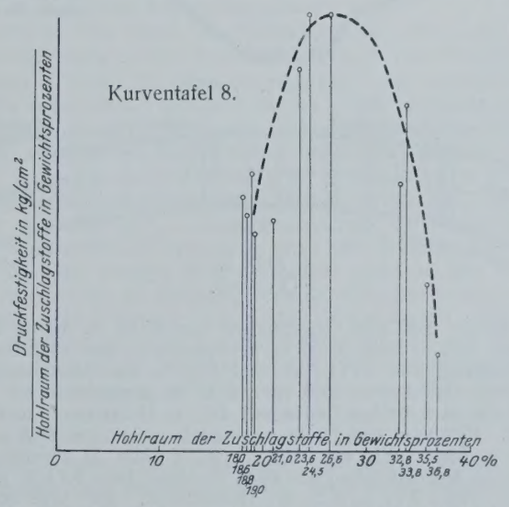


Kurventafel 7.
Graphische Darstellung des Abhängigkeitsverhältnisses der Druckfestigkeit von der Oberfläche der Zuschlagstoffe.

In der Kurventafel 7 ist die Oberflächen-Druckfestigkeitskurve dargestellt. Die kleinen Kreise sind das Mittel aus den fünf Versuchen jeder Mischung, sie gruppieren sich etwa um die gestrichelte Linie. Demnach nimmt die Druckfestigkeit mit wachsender Oberfläche ab.

Es wäre jedoch verfehlt, zur Bereitung von Mörtel nur solche Zuschlagstoffe zu wählen, deren Oberfläche möglichst groß ist. Letzten Endes kommt es doch immer auf die Wirtschaftlichkeit an. Diese ist abhängig von den Herstellungskosten und der Lebensdauer des aus Mörtel oder Beton hergestellten Bauteiles. Die Herstellungskosten werden wesentlich beeinflußt von dem Zementverbrauch für die Raumeinheit des Mörtels. Der Zementverbrauch wächst aber mit dem Gehalt an Hohlräumen der Zuschlagstoffe. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet, wird man diejenige Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe als am wirtschaftlichsten ansehen müssen, die möglichst wenig Zement erfordert und der doch eine verhältnismäßig hohe Druckfestigkeit entspricht.

Um dies graphisch darzustellen, sind in der Kurventafel 8 als Ordinaten die Druckfestigkeiten in kg/cm² geteilt durch den Hohlraumgehalt der Zuschlagstoffe in Gewichtsprozenten und als Abszissen der Hohlraumgehalt der Zuschlagstoffe, der ja prozentual dem Zementverbrauch entspricht, in Gewichtsprozenten aufgetragen. Die durch kleine Kreise dargestellten Einzelergebnisse für die einzelnen Kornzusammensetzungen



Kurventafel 8.

liegen ungefähr gleichmäßig gruppiert um die gestrichelte Linie. Danach sind die Kornzusammensetzungen mit etwa 24 bis 27% Hohlraum am wirtschaftlichsten, während mit geringeren Hohlräumen sie ungünstiger erscheinen. Letzteres ist vielleicht dadurch zu erklären, daß bei sehr niedrigem Hohlraumgehalt, der nur durch Zusatz einer bestimmten Menge sehr feiner (zementfeiner) Kieskörnchen zu erreichen ist, der Zement nicht mehr in der Lage ist, zwischen diesen feinen Körnchen Platz zu finden. Die einzelnen Körnchen sind dann nicht mehr ringsum in Zement eingebettet, was zu erstreben ist, sondern sie werden nur an einzelnen Punkten von dem nebenlagernden erhärteten Zement gehalten. Ein Beweis für diese Erklärung scheint auch die geringe Druckfestigkeit der Druckproben der lfd. Nr. 4 der Tabelle 5 zu sein, für die als Zuschlagstoff nur zementfeiner Kies verwendet worden ist.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. September erschienene Heft 17 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Die Wiederherstellungsarbeiten an der verunglückten Eisenbetonbrücke über den Kymenfluß. — Dipl.-Ing. Willy Prager: Der Einfluß der Vouten auf die Querkräfte und Biegemomente durchlaufender Balken. — Ingenieur H. Fuchs: Spiralbewehrte Achtecksäulen. — Dipl.-Ing. Arthur Kittel: Schiffe und Schwimmkörper aus Eisenbeton.

Maßnahmen der Deutschen Reichsbahn zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen. Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat sich mit Rücksicht auf die in letzter Zeit aufgetretenen Unfälle zu folgenden Maßnahmen entschlossen:

1. Der Streifdienst ist in starkem Maße auf den Strecken und Bahnhöfen auch bei Nacht zu verstärken. Ist es doch eine alte Erfahrung, daß einmal verübte Anschläge in der ersten Zeit zu Wiederholungen Anreiz geben.

2. Die besten Praktiker der Reichsbahnverwaltung treten sofort mit Vertretern des Reichsverkehrsministeriums und fachkundigen Vertretern des Beamten- und Arbeiterpersonals zu Kommissionen zusammen, die das gesamte Reichsbahngebiet zur Kontrolle bereisen. Sie sollen feststellen:
   den Zustand des Oberbaues,
   den Zustand des rollenden Materials,
   die Handhabung des Betriebsdienstes,
   die Beanspruchung des Personals.

Die Kommissionen haben sich bereits am 6. September auf den Weg begeben und werden in kurzem die ersten Berichte über die Hauptstrecken erstatten.

Die Unfälle und ihre Erörterung in der Öffentlichkeit haben naturgemäß Unruhe und Nervosität ins Publikum und auch in das Reichsbahnpersonal getragen. Es wird erste Aufgabe aller Stellen sein, beruhigend zu wirken. Die Unterstützung der Öffentlichkeit hierbei wird nicht entbehrt werden können und wird erbeten.

Eisenbetonbogenbrücke mit gekrümmter und geneigter Fahrbahn. Nachdem bereits in der „Bautechnik" 1925, Heft 25 über eine amerikanische Eisenbetonbalkenbrücke in scharfer Kurve berichtet wurde, sei im folgenden nach Eng. News-Rec. vom 4. März d. J. eine Mitteilung über die in mehrfacher Hinsicht bemerkenswerte Eisenbetonbogenbrücke am Donner See in Kalifornien wiedergegeben.

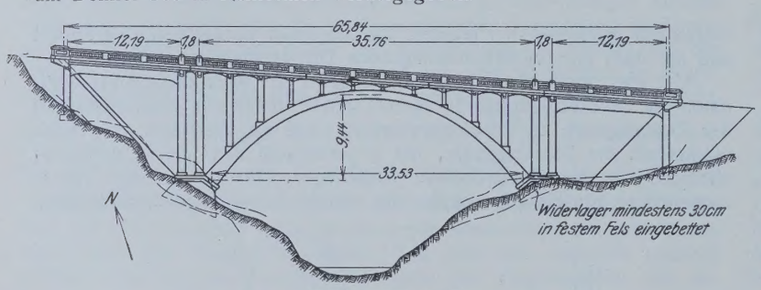


Abb. 1. Ansicht.

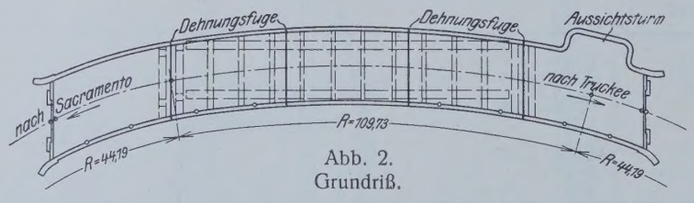


Abb. 2. Grundriß.

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 65,85 m, ist in der Hauptöffnung bei 9,45 m Stich 33,55 m weit gespannt, fällt nach Osten in der starken Neigung von 1 : 14,3 ab und liegt in einer zusammengesetzten Kurve, deren Halbmesser nach Abb. 2 in Brückenmitte etwa 110 m beträgt und die nach beiden Enden mit 44,2 m Halbmesser an die Gerade anschließt. Fahrbahn und Straße sind nach außen um 27,5 m überhöht und 7,32 m breit. Wie aus dem Grundriß (Abb. 2) ersichtlich, enthält die Fahrbahn am östlichen Ende nach Norden einen 5,14 m hohen Aussichtsturm von 2,14 × 6,72 m Grundfläche, der eine wundervolle Fernsicht auf die Berge der Sierra Nevada, insbesondere das vorgelagerte malerische Tal und den See bietet.

Der Bau wurde im Herbst 1925 begonnen, mußte dann aber bereits im November der ungünstigen Witterung wegen bis zur Beendigung der Schneeschmelze unterbrochen werden. Anfang März 1926 war jedoch der größte Teil der Eisenbetonkonstruktion für die Hauptöffnung bereits ausgeschalt, und in diesem Sommer dürfte das landschaftlich und technisch gleich bemerkenswerte Bauwerk dem Verkehr übergeben sein. Ki.

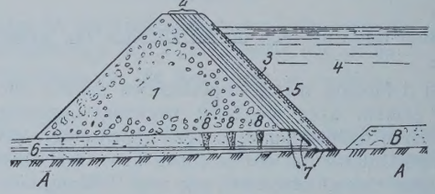
Ein Tunnel unter dem Liffey. Die Stadt Dublin hat mit dem Bau eines Tunnels unter dem Liffey begonnen, in dem eine Anzahl verschiedener Leitungen von dem einen Ufer des Flusses auf das andere übergeführt werden sollen. Der Tunnel wird rd. 250 m lang. An seinen beiden Enden werden auf 30 m Tiefe Schächte abgeteuft, von denen der Tunnel ausgeht. Der zu durchörternde Untergrund besteht aus Kalksteinfels. Der Tunnel wird mit Eisenbetonringen ausgekleidet. Nachdem diese an Ort und Stelle eingebaut sind, werden sie mit Zementmörtel hintergossen, wodurch eine 15 cm starke Auskleidung entstehen soll. Der lichte Durchmesser des Tunnels beträgt 2,15 m. Die Schächte werden mit Gußeisen ausgefüttert, die ebenfalls mit Zementmörtel hintergossen werden. Auf der Innenseite sollen sie noch mit einer 30 cm starken Betonschicht verkleidet werden. Im Falle starken Wasserandranges soll für den Beton ein besonders schnell erhärtender Zement gewählt werden. Man erwartet von der Fertigstellung des Tunnels und der dadurch gebotenen Möglichkeit einer besseren Verteilung von Licht und Kraft in ihren verschiedenen Formen eine beträchtliche Hebung des Wirtschaftslebens von Dublin. Ursprünglich war in Aussicht genommen, den Tunnel so auszugestalten, daß er Fußgängerverkehr aufnehmen könnte, man hat aber wegen der Kosten davon abgesehen. Über kurz oder lang wird jedoch die Notwendigkeit auftreten, für den Querverkehr über den Liffey eine neue Bahn zu schaffen, und man wird dann wahrscheinlich darauf kommen müssen, in der Nähe des Tunnels, der in einem Stadtteil mit wachsender Bedeutung im Erwerbsleben liegt, eine neue Brücke zu bauen. Wkk.

Die diesjährige Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau wird am Montag, den 4. und Dienstag, den 5. Oktober in Wiesbaden stattfinden. Es liegt zurzeit von den Arbeitsausschüssen ausgearbeitetes Material in großem Umfange vor; an Stelle der sonst üblichen Vortragsthemen ist daher diesmal eine ausführliche Berichterstattung durch die Obleute über die Arbeiten ihrer Ausschüsse vorgesehen. Außerdem wird Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Brix über Verlauf und Ergebnisse des im September 1926 in Mailand tagenden 5. internationalen Straßenkongresses berichten. Ferner wird Verbandsdirektor Dr. Schmidt, Obmann des Ausschusses „Engere Planung", über Zweck und Ziel des von diesem Ausschuß ausgearbeiteten „Fernstraßennetzes für Deutschland" Aufschluß erteilen.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Staudamm (Kl. 84a, Nr. 428079 vom 29. 5. 1924 von Georges Loppens in Lüttich). Der Staudamm besteht aus lockeren Stoffen, die so zueinander angeordnet sind, daß die Abdichtung des Dammes selbsttätig durch die Ablagerung der im Wasser treibenden Schlammteilchen und Sinkstoffe gebildet werden soll. Der Damm wird auf der Wasserseite durch eine Decke 7 gegen das Eindringen von Wasser geschützt; über dieser Decke liegt ein Überzug 2 aus mehreren Schichten, deren Korngröße nach der Luftseite hin wächst, die als Filter wirken und dem Wasser einen wirksamen Abfluß sichern. Der Überzug 2 trägt eine dichte Schlammhaut 3, die gegen die Wasserseite mit einem mit Zwischenräumen versehenen Überzug 5 bedeckt ist, der die Schlammhaut gegen die Wirkung der Wellen und Eisschollen schützt.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Boehme, Werkdirektor des E. A. W. Opladen, als Mitglied zur R. B. D. Köln; die Reichsbahnräte Riemenschneider, bisher beim E. B. A. 1 Nordhausen, als Vorstand zur bautechnischen Eisenbahn-Bauabteilung Dessau, Werner Fischer, bisher beim E. B. A. 2 Stettin, zur R. B. D. Berlin, Knipper, Vorstand der bautechnischen Eisenbahn-Bauabteilung Dessau, in den Bezirk der R. B. D. Halle (Saale), Fabian, bisher Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Glogau, zur R. B. D. Cassel, Oberbeck, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Cassel, als Werkdirektor zum E. A. W. Lauban, Wolfframm, Werkdirektor des E. A. W. Lauban, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Schneidemühl, Dr.-Ing. Neesen, Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnwerk Brandenburg-West, als Werkdirektor zum E. A. W. Opladen und Dönges, Werkdirektor des E. A. W. Schneidemühl, nach Brandenburg-West als Leiter einer Abteilung beim dortigen Eisenbahnwerk.

Übertragen: dem Direktor bei der Reichsbahn Zander die Leitung einer Abteilung bei der R. B. D. Berlin.

Bestellt: die Reichsbahnräte Fabarius bei der R. B. D. Cassel zum Leiter einer Abteilung beim dortigen E. A. W., Rechenbach beim E. Z. A. in Berlin und Ebel bei der R. B. D. Berlin zum Vorstand von Eisenbahn-Bauabteilungen für die Stadtbahnelektrisierung.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Huisken, Leiter des Bahnhofs Osterfeld-Süd.

INHALT: Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken. — Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel. (Schluß.) — Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Maßnahmen der Deutschen Reichsbahn zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen. — Eisenbetonbogenbrücke mit gekrümmter und geneigter Fahrbahn. — Ein Tunnel unter dem Liffey. — Diesjährige Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 1. Oktober 1926 | Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren.

Von Prof. Dr.-Ing. **Hugo Kulka**, Hannover.

In der „Bautechnik" 1926, Heft 21, habe ich einige allgemeine Andeutungen darüber gebracht, die Strömungen und Drücke an beweglichen Wehrkörpern mit Hilfe der Potentialtheorie durchzuführen. Da die Potentialtheorie, besonders durch ihr graphisches Verfahren, das aus der Theorie der konformen Abbildungen hergeleitet werden kann, eine sehr übersichtliche Darstellung der vorliegenden Aufgabe bietet, würde sie sich ausgezeichnet zur Lösung der im Wehrbau vorkommenden Strömungsaufgaben eignen, wenn ihre Ergebnisse mit der Erfahrung einigermaßen übereinstimmen. Ein allzu großer Genauigkeitsgrad darf hier ebenso wenig erwartet werden wie bei vielen anderen Aufgaben der Technik, besonders erwünscht wäre es aber, wenn gewisse physikalische Erscheinungen einigermaßen sicher gefolgert werden könnten.

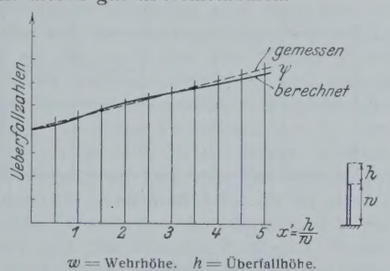
Eine Reihe neuerer Forscher hat auf die Bedeutung der Potentialtheorie für die Lösung gewisser Aufgaben im Wehrbau hingewiesen und auch erfolgreich die Methode der konformen Abbildungen verwendet. (Forchheimer, Runge, Blasius, v. Mises, Lauck u. a. m.).

Bei Aufgaben, wo der störende Einfluß der Wirklichkeit gegenüber den mathematischen Annahmen gering ist, hat sich eine ausgezeichnete Übereinstimmung zwischen Theorie und Praxis ergeben, und Zahlen, die bis vor kurzer Zeit nur durch Versuche festgestellt werden konnten, haben sich einer mathematischen Ermittlung zugänglich gezeigt.

v. Mises faßt seine in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1917 veröffentlichten Untersuchungen wie folgt zusammen:

„Die von Helmholtz begründete Theorie der Flüssigkeitsstrahlen läßt sich, wie eine sorgfältige Erörterung der Voraussetzungen zeigt, zum Berechnen technisch wichtiger Ausflußzahlen anwenden. Die Durchführung der Rechnung führt zu zahlenmäßigen Ergebnissen, die überall, wo Versuche bisher vorliegen, mit diesen gut übereinstimmen."

Die verfeinerten Untersuchungen von Lauck haben bewiesen, daß auch unter der Berücksichtigung der Schwere des unter Druck stehenden Überfalles an den Ergebnissen der Untersuchungen von Mises nichts geändert wird, vielmehr auch hier die rechnerisch sich ergebenden Überfallzahlen und auch die Strahlformen mit den durch Versuche festgestellten Werten ausgezeichnet übereinstimmen.



w = Wehrhöhe. h = Überfallhöhe.

Abb. 1. Überfallzahlen nach der Theorie von v. Mises.

Abb. 1, die der oben erwähnten Arbeit von Mises entnommen ist, zeigt die Versuchs- und Rechnungswerte in eine Figur eingetragen.

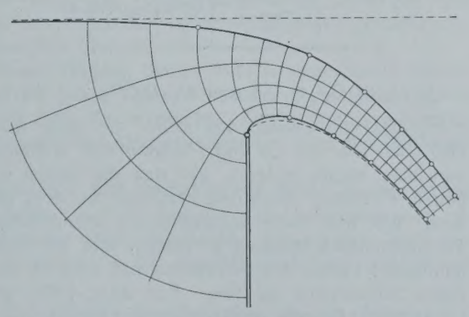


Abb. 2. Strömungsbild über das hohe Wehr mit lotrechter Wand nach Lauck.

Abb. 2 gibt die Form des von Lauck gefundenen Strömungsbildes über das sehr hohe Wehr mit lotrechter Wand. In der unteren Begrenzung des freien Strahles ist die durch die sorgfältigen Bazinschen Messungen gefundene Begrenzungskurve durch eine punktierte Linie hervorgehoben.

Man mußte allerdings erwarten, daß gerade die untersuchten Erscheinungen in erster Linie dazu berufen waren, eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Theorie und Praxis zu zeigen, wenn überhaupt von der Potentialtheorie ein Erfolg erwartet werden durfte. Denn der störende Einfluß der Randzonen der Strömung ist beim freien Überfall am weitgehendsten ausgeschaltet, da die obere und untere Begrenzung des Strömungsbildes von der freien Luft gebildet ist, gerade an jenen Stellen, bei denen größere Geschwindigkeiten auftreten.

Rauhigkeit der Wandungen, Zähigkeit der Flüssigkeit werden sich dagegen besonders fühlbar machen, wenn die Begrenzung des Strömungsbildes ganz oder teilweise durch feste Wände gebildet wird.

Es entsteht nun die Frage: Kann die mathematische Potentialtheorie auf die im modernen Eisenwehrbau vorkommenden Aufgaben übertragen werden und mit welchem Erfolge? Anlaß zu dieser Frage gibt u. a. auch die Veröffentlichung der Versuche von Prof. Dr.-Ing. Koch in dem kürzlich erschienenen Buche, das die Herausgabe des Nachlasses Kochs durch Dr.-Ing. Carstanjen behandelt.[1])

Die Kochschen Versuche, deren großer Wert in der außerordentlichen Sorgfalt und der geschickten Wahl der behandelten Aufgaben liegt, bestätigen das, was der moderne Wehrbau sich in den letzten Jahrzehnten zu eigen gemacht hat, und die in dem genannten Werke dargelegten Ergebnisse veranlassen mich, die in Heft 21 der „Bautechnik" skizzierten Ergebnisse mit den Versuchen in dem unterdessen erschienenen Werke von Prof. Koch zu vergleichen. Leider war es Koch nicht vergönnt, sein reiches, sorgfältiges Versuchsmaterial mit einem ebenbürtigen mathematischen Rüstzeug zu behandeln, er hätte sicher nicht die Enttäuschung erlebt, die er von einer mathematischen Behandlung erwartete.

Die folgenden Zeilen wenden sich an den Ingenieur, und der verhältnismäßig geringe Umfang, den ich meiner Abhandlung geben möchte, soll entschuldigen, wenn ich zur Veranschaulichung der Methoden die scharfe Ausdrucksweise der mathematischen Wissenschaft verlasse und mich an das Vorstellungsvermögen wende.

Im beweglichen Wehrbau handelt es sich vornehmlich um die Aufgabe, den Druck des ruhigen und bewegten Wassers auf die Stauwände zu bestimmen. Die Einfachheit der geometrischen Formen der Stauwände (meist Kreise und gerade Linien) und die genaue technische Ausführung aus einem glatten Material (Eisen) machen sie für eine theoretische Behandlung besonders geeignet.

Das strömende Wasser sucht sich seinen Weg über den Staukörper oder unter ihm hinweg. Im ersten Falle bildet der Staukörper die eine Begrenzung des Stromes, während die zweite Begrenzung durch die Luft gebildet und auch freie Begrenzung genannt wird.

Im zweiten Falle bildet der Wehrkörper die obere, die Wehrsohle die untere Begrenzung, eine freie Strahlengrenze gibt es nicht.

In beiden Fällen hat man es also mit einer zwischen zwei Begrenzungen strömenden Flüssigkeit zu tun. Das Strömungsbild ist bestimmt, sobald man für jeden Punkt der Strömung Richtung der Bewegung und Größe der Geschwindigkeit kennt. Setzt man eine stetige Strömung voraus, d. h. wird der Zusammenhang der Flüssigkeitsteile im Strömungsbilde nicht unterbrochen, setzt man weiter voraus, daß die Strömung wirbelfrei vor sich geht, d. h. daß innerhalb der Strömung einzelne Teilchen keine drehende Bewegung neben der fortschreitenden machen, dann hat man die wenigen Voraussetzungen gemacht, die eine mathematische Behandlung der Strömung nach der Potentialtheorie ermöglichen. Das ist von großem Vorteil. Denn die Verwandtschaft, die sich durch die mathematische Formulierung der Kontinuität und der Wirbelfreiheit mit einem Gebiete der Mathematik, der Funktionentheorie, ergibt, ermöglicht die Übertragung der Sätze der Funktionentheorie auf die Lehre vom Potential und schafft so mit einem Schlage ein unschätzbares Hilfsmittel für die Behandlung der Strömungsaufgaben.

Zunächst ergibt sich als wichtiger Satz die Greensche Formel der Potentialtheorie oder die entsprechende, nach ihrem Entdecker benannte Cauchysche Integralformel der Funktionentheorie. Für den Ingenieur besagen beide das Gleiche: Das Strömungsbild ist in allen seinen inneren Punkten bestimmt, wenn Lage und Form der Randbegrenzung gegeben sind. Also in unserem Falle z. B.: Beim Überfall über das Wehr bestimmt die geometrische Form der Wehrkrone und die freie Begrenzung des überfallenden Strahles jeden Punkt der Strömung im Innern sowohl nach seiner Strömungsrichtung als auch nach seiner Geschwindigkeit. Man nennt die Festlegung einer Potentialströmung nach ihren Randwerten die Lösung der ersten Randwertaufgabe.

Zur rechnerischen Anwendung der genannten Sätze von Green und Cauchy wird es wohl selten kommen. In schwierigen Fällen ist die Anwendung sehr verwickelt, in einfacheren Fällen kommt man auf anderem

[1]) Vergl. Koch-Carstanjen: Bewegung des Wassers. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer.

Wege, der noch weiter unten gezeigt werden soll, rascher und übersichtlicher zum Ziele. Eine Lösung mit Hilfe der Cauchyschen Integralformel ist von Lauck für den freien Überfall durchgeführt.[2]) Die beiden Sätze werden hier nur deshalb erwähnt, um dem Leser die Gewißheit zu geben, daß die Lösung des Strömungsbildes aus den Randwerten eine mathematisch festliegende eindeutige Grundlage hat. Gerade die volle Erfassung dieser Wahrheit verbürgt der Potentialtheorie in der Strömungslehre einen hohen Grad von Überlegenheit, indem sie scheinbar ganz verschieden gelagerte Fälle in ein einheitliches Bild zusammenfaßt, wo die alten Theorien wesentliche Unterschiede konstruierten. Liegen die Ränder eines Strömungsbildes fest, so ist grundsätzlich kein Unterschied in der Behandlung, ob z. B. das Wasser über ein Wehr frei fällt, ob der Strahl angesaugt ist, oder ob das Wasser unter einem Wehrkörper, geführt durch die Sohle und den Wehrkörper, durchfließt. Lediglich die Stetigkeit der Strömung und ihre Wirbellosigkeit sind die Merkmale der einheitlichen Behandlung.

Die mathematische Formulierung dieser beiden eben genannten Voraussetzungen bildet also die Brücke zur Behandlung der hier vorkommenden Aufgaben mit Hilfe der Funktionentheorie.

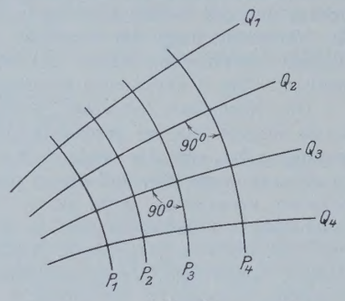


Abb. 3.

Verfolgt man nämlich in einer Strömung ein Flüssigkeitsteilchen, so beschreibt es bei der Bewegung eine kurvenartige Bahn, die man Stromlinie nennt. In der eben ausgesprochenen Definition der Stromlinie liegt bereits die selbstverständliche Notwendigkeit, daß senkrecht zu der Bahn des Flüssigkeitsteilchens dieses keine Geschwindigkeit besitzt, da es ja sonst nicht in der Bahn verbleiben würde. Es lassen sich also zu einer Gruppe Q_1, Q_2, Q_3 . . . solcher Stromlinien Kurven P_1, P_2, P_3, P_4 zeichnen, die jeweils senkrecht zu den Stromlinien stehen. (Abb. 3.) Längs dieser Linien P_1, P_2, P_3 . . . haben die Teilchen keine Geschwindigkeit beim Fortschreiten in der Richtung der Kurven, v ist also Null, oder nach den Begriffen der Differentialrechnung, der Differentialquotient von P in Richtung von P ist Null oder P konstant, solange man auf einer Kurve P bleibt. Diesen für jede P-Kurve konstanten Wert nennt man Geschwindigkeitspotential. Sein Differentialquotient in beliebiger Richtung ergibt die Geschwindigkeit in dieser Richtung, insbesondere in Richtung der P-Kurve wird die Geschwindigkeit Null (P = konstant).

Die Funktionentheorie lehrt nun, daß zwischen je zwei Scharen sich rechtwinklig schneidender Kurven ein gewisses Verwandtschaftsverhältnis herrscht. Hat man z. B. in Abb. 4a ein System sich rechtwinklig schneidender Kurven Q_0, . . . Q_3 und P_0, . . . P_6 gezeichnet, so besteht zwischen diesem System und dem in Abb. 4b gezeichneten ebenfalls sich rechtwinklig schneidender Linien Q_0', Q_1', Q_2', Q_3' und P_0', P_1', . . . ein Verwandtschaftsverhältnis, insbesondere, wenn man den Wunsch äußert, daß alle durch die Linien P und Q in Abb. 4a sich ergebenden Elementarfiguren Quadrate sind und auch in Abb. 4b Quadrate bleiben sollen.

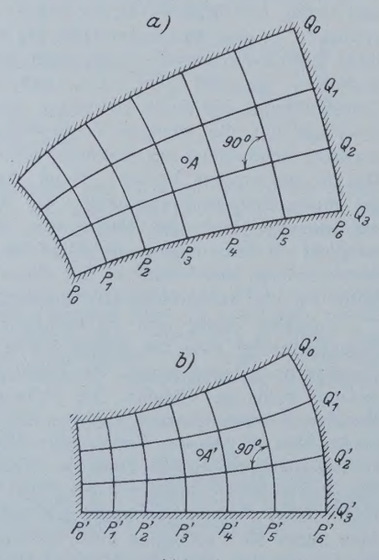


Abb. 4.

Abb. 4b nennt man dann eine Abbildung von Abb. 4a, und da rechte Winkel der Elementarfiguren sowohl in Abb. 4a als auch in Abb. 4b rechte Winkel geblieben sind, die Winkel und das Seitenverhältnis jedes Elementes nicht verzerrt wurden, nennt man Abb. 4b eine konforme Abbildung von Abb. 4a. Diese Bezeichnung stammt von Gauß.

Riemann hat nun bewiesen, daß theoretisch eine beliebige Figur, z. B. Abb. 4a, deren schraffierte Begrenzung gegeben ist, sich in eine andere Figur (Abb. 4b) mit den schraffierten Grenzen durch einen bestimmten Rechnungsvorgang überführen oder abbilden läßt, und zwar so, daß die neue Abb. 4b der Abb. 4a konform ist.

[2]) Vergl. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1925, Heft 1.

Der Rechnungsvorgang gibt allgemein eine Gleichung an, durch deren Anwendung das Bild a in das Bild b übergeführt oder transformiert wird. Bei diesem Vorgang verwandelt sich

$$Q_0 \text{ in } Q_0', \quad Q_1 \text{ in } Q_1', \quad \ldots$$
$$P_0 \text{ in } P_0', \quad P_1 \text{ in } P_1', \quad \ldots$$

Jeder Kurve Q in Abb. 4a ist eine ganz bestimmte Q' in Abb. 4b zugeordnet, jeder Kurve P in Abb. 4a eine solche P' in Abb. 4b. Man könnte das Liniennetz P, Q in Abb. 4a als Koordinatennetz auffassen, durch das z. B. ein Punkt A eindeutig festgelegt werden kann, der dann durch die konforme Abbildung in A' übergeht. A' liegt wieder in dem entsprechenden Quadratchen, genau so wie man einen Punkt auf der Erdoberfläche bei kleinen Maßstäben der Projektion eindeutig durch gekrümmte Meridiane und Parallelkreise festlegen kann, während bei größerem Maßstabe dieser Punkt auch festgelegt werden muß, hier aber Meridiane und Parallelkreise in gerade Linien übergehen (Abb. 5). Man kann eine Landschaft in einem Quadratchen zwischen zwei benachbarten Meridianen und Parallelkreisen wohl als eine konforme Abbildung einer gleichliegenden Landschaft einer anderen Karte auffassen, wo vielleicht infolge des kleineren Maßstabes, Meridiane und Parallelkreise gekrümmt sind.

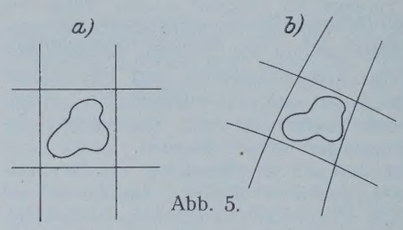


Abb. 5.

Hat man also ein Strömungsbild mit seinen Strom- und Aequipotentiallinien festgelegt, so kann man durch Transformationsgleichungen neue Strombilder erzeugen, die konforme Abbildungen des ersten Strombildes sind. Ob diese neuen Abbildungen technisch verwertbar sind, wird im wesentlichen von der Randbegrenzung abhängen, ob diesen technische Bedeutung zukommt. Sehr vereinfacht wird für unsere Zwecke die Aufgabe, wenn man von einem einfachen Strömungsbilde ausgeht, nämlich demjenigen, das in einem Rechteck vor sich geht. Dann besteht die Zeichnung der Strom- und Potentiallinien nur in der Quadratteilung des Rechteckes (Abb. 6a). Soll nun von diesem einfachsten Strömungsbild auf ein verwickelteres geschlossen werden, z. B. auf den in Abb. 6b dargestellten Fall, dann hat man nur dafür zu sorgen, daß durch Transformation der Rand Q_0 in den neuen Rand Q_0', der Rand Q_3 in den neuen Rand Q_3', ferner $P_0 Q_3$ in $P_0' Q_3'$ und die letzte Seite P_6 in die entsprechende Kurve der Abb. 6b übergeführt wird. Dann gehen durch diese Transformation

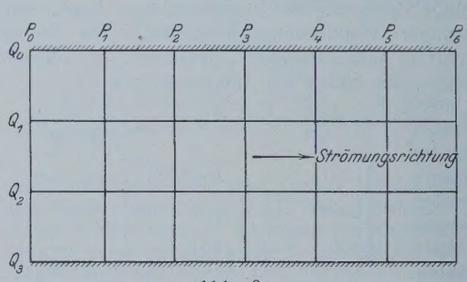


Abb. 6a.

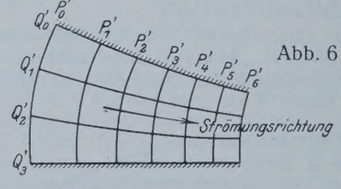


Abb. 6b.

Q_1, Q_2 in Q_1', Q_2', ferner P_0, P_1, P_2, . . . P_6 in P_0', P_1', P_2', . . . P_6'

über, und wir wissen, daß sicher die neue Abbildung konform ist, daß also auch hier die Q- und P-Linien sich rechtwinklig schneiden. Das besagt aber nichts anderes, als daß die neuen Q'-Linien Stromlinien, die neuen P'-Linien Aequipotentiallinien in dem gesuchten Strömungsbilde sind. Wie man sieht, kommt es im wesentlichen darauf an, die richtige Transformationsgleichung zu finden, was oft recht schwierig ist. In den häufigsten Fällen des Wehrbaues hat man es mit kreisförmigen oder geraden Staukörpern zu tun. Für diese Fälle gestaltet sich die genaue Lösung der Aufgabe verhältnismäßig einfach.

Trotzdem würde es zu weit führen, an dieser Stelle die mathematische Herleitung zu bringen, vielmehr soll auf möglichst anschauliche Weise die Konstruktion für die praktische Verwertbarkeit gezeigt werden.

Hat man es mit dem Durchfluß des Wassers unter einem Wehre zu tun, das von Ebenen begrenzt wird, also z. B. einem Schützenwehre, dann genügt zur Klärung dieses Strömungsfalles eine sehr einfache Transformation.

Es sei in Abb. 7a S die Schütztafel, die um eine Höhe K angehoben ist. Wie gestalten sich die Geschwindigkeits- und Druckverhältnisse an dieser Tafel?

Nach den obigen Ausführungen geht man am besten von der Strömung im Rechtecke aus (Abb. 7b). Die Strömungsrichtung ist durch einen Pfeil

angedeutet. Die schraffierten Kanten sind die Begrenzungswände (Ränder). $\overline{1\,I}$, $\overline{5\,V}$ sind zwei Teile der Ränder, und zwar ist hier $\overline{1\,I}$ so lang gewählt wie die Breite des Stromes $\overline{15}$. Das so entstandene Quadrat ist in 16 Quadrate geteilt, könnte aber genau so in mehr Teile geteilt werden, die allerdings auch wieder Quadrate sein müssen.

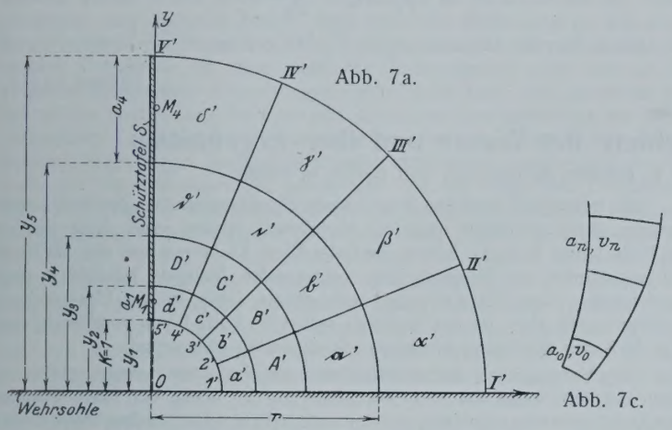


Abb. 7c.

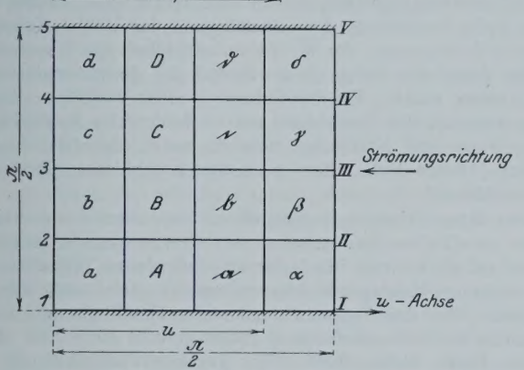


Abb. 7b.

Um das Wesen der Transformation möglichst klar darstellen zu können, sei mir gestattet, eine für den Ingenieur geläufige Vorstellung zu Hilfe zu nehmen. Zunächst sei die Spaltbreite des Wehres K der Einheit gleichgesetzt $K = 1$, was ohne weiteres zulässig ist, weil man ja unter der Einheit sich irgendeinen Wert vorstellen kann, z. B. 0,5 m oder 1 m. Dann beschreibe man mit $K = 1$ einen Viertelkreis um 0. Nun stelle man sich die quadratische Figur in Abb. 7b aus einem weichen, leicht verformbaren Material, z. B. Kupfer vor und trage das Netz darauf ein. Man schmiede nun die Kupferplatte so, daß zunächst die Strecke 5 1 gestaucht wird, so daß sie in Abb. 7a zwischen den Punkten 5′ 1′ des kleinen Viertelkreises Platz findet und überdies die Form des Viertelkreises 5′ 1′ annimmt. Sodann schmiede man den übrigen Teil der Platte so aus, daß erstens die Seite des Quadrates $\overline{5\,V}$ von Abb. 7b auf Richtung $5'V'$ von Abb. 7a, die Seite $\overline{1\,I}$ auf Richtung $1'I'$ zu liegen kommt, zweitens daß das Material bei diesem Vorgang so gestaucht bezw. gestreckt wird, daß auch nach dem Schmieden die auf der Kupferplatte gezeichneten Quadratchen noch Quadratchen bleiben.

Man erhält durch diesen Vorgang die in Abb. 7a gezeichnete fächerartige Figur. Man sieht, daß jedem Quadratchen der Figur (Abb. 7b) ein Quadratchen der Figur in Abb. 7a entspricht. Zugehörige Quadratchen sind durch den gleichen Buchstaben gekennzeichnet. 7b ist eine konforme Abbildung von 7a.

Es läßt sich leicht beweisen, daß zur Erzeugung dieser Transformation die einfache Beziehung genügt $r = e^u$, wobei r den Halbmesser des gesuchten Kreises der Abbildung (Abb. 7a), u den zugehörigen Wert der Originalfigur (Abb. 7b) bedeutet. e ist die Grundzahl der natürlichen Logarithmen.

Erinnert man sich, daß bei der Transformation die Quadratseite $\overline{V\,I}$ in den Viertelkreis $\overline{V'\,I'}$ übergegangen ist, also den Winkel $\frac{\pi}{2}$ überspannt, so wird man es verständlich finden, wenn man der Seite $\overline{V\,I}$ des Quadrates das übrigens frei wählbare Maß $\frac{\pi}{2}$ zuschreibt. Wegen Gleichheit von $\overline{1\,I}$ und $\overline{I\,V}$ ist dann auch $\overline{1\,I} = \frac{\pi}{2}$, man drückt also u in Teilen von π aus. Die Halbmesser der einzelnen Viertelkreise lauten daher der Reihe nach $r = e^0$, $e^{\pi/8}$, $e^{\pi/4}$, $e^{3/8\pi}$, $e^{\pi/2}$, wobei $\pi = 3{,}1415$.

Da der kleinste Halbmesser $r = e^0 = 1$ ist, findet man es erklärlich, daß K oben der Einheit gleichgemacht würde.

Durch diese Größen ist die Abb. 7a vollständig gegeben, demnach das Strömungsbild bestimmt.

Man nennt eine solche Strömung, bei der von dem Punkte 0 die Stromlinien strahlenförmig ausströmen, eine Quellströmung, den Punkt 0 selbst nennt man eine Quelle. Diese Bezeichnung ist auch in der Theorie der konformen Abbildungen üblich.

Man kann sich das etwas gelüftete Schützenwehr physikalisch etwa als eine entgegengesetzte Quelle denken, wo also das Wasser von allen Seiten gleichmäßig zusammenströmt, um im Mittelpunkte der Strömung, also der Quelle 0, zu verschwinden. (Allerdings verschwindet das Wasser hier bei endlichem K in der Öffnung K.)

Die Bestimmung der Geschwindigkeiten ist nun sehr einfach. Unter Hinweis auf meine Abhandlung in Heft 21 der „Bautechnik" darf ich kurz wiederholen. Die Geschwindigkeit an einer beliebigen Stelle des Strömungsbildes verhält sich zu der an einer anderen Stelle umgekehrt wie die Seite des Quadratchens an der ersten Stelle zu jener an der zweiten (Abb. 7c)

$$v_n = v_o = a_o : a_n$$

$$v_n = v_o \frac{a_o}{a_n}.$$

Vorausgesetzt wird, daß man ein genügend enges Netz gewählt hat, daß die Quadratseiten eines Quadrates also wirklich ungefähr gleich sind. Beispielsweise ist die Geschwindigkeit an der Stelle M_4 der Schütztafel im Vergleich zu jener bei M_1

$$v_4 = v_1 \frac{a_1}{a_4}$$

$$a_1 = y_2 - y_1 = e^{\pi/8} - e^0 = e^{\pi/8} - 1$$

$$a_4 = y_5 - y_4 = e^{\pi/2} - e^{3/8\pi}$$

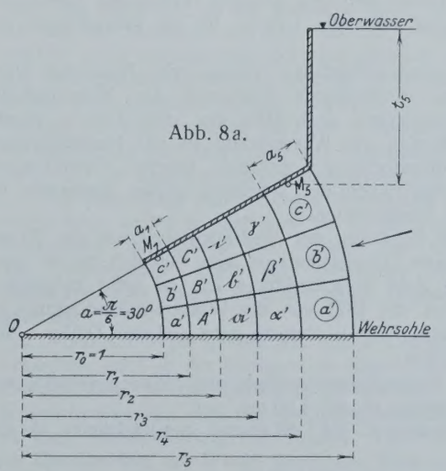
$$v_4 = v_1 \frac{e^{\pi/8} - 1}{e^{\pi/2} - e^{3/8\pi}}.$$

v_1 wird man aus einer bekannten Formel für den Ausfluß unter einer Schütztafel berechnen. Mit v_1 ist also die Geschwindigkeit an jeder Stelle der Stautafel errechenbar. (Es ist absichtlich der allgemeine Weg für diesen einfachsten Fall eingeschlagen, für den die einfache Beziehung gilt, daß die Geschwindigkeit stets umgekehrt proportional ist dem Abstande des betreffenden Punktes vom Quellpunkte 0.) Ist die an der Stelle M_n der Schütztafel verfügbare Druckhöhe t_n gegeben, so errechnet sich der Druck auf den Punkt M_n nach Abzug der für die Erzeugung der Geschwindigkeit v_n erreichten Druckhöhe:

$$p_n = t_n - \frac{v_n^2}{2g}.$$

Wie die so errechneten Werte von p_n mit den Messungen an Wehren stimmen, wird an den weiteren Beispielen gezeigt werden.

Bemerkt sei, daß infolge der allseitigen Symmetrie dieser Quellströmung hier ausnahmsweise die kreisförmigen Linien gleichen Geschwindigkeitspotentiales mit den Linien gleicher Geschwindigkeit übereinstimmen.



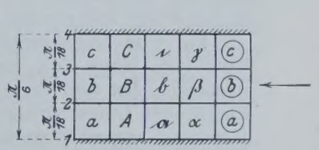


Abb. 8b.

Schräge Stautafel (Abb. 8). Ganz ähnlich wie bei der lotrechten Stautafel würden sich die Geschwindigkeitsverhältnisse bei der schrägen Stautafel gestalten. Auch hier wird man wieder auf das Strömungsbild im Rechteck zurückgreifen. Dabei sei daran erinnert, daß dem Viertelkreis die Breite des Rechteckstreifens $\frac{\pi}{2}$ entsprach. Um also den Rechteckstreifen zu finden, der unserem $\sphericalangle \alpha$ entspricht, wird man α im Bogenmaß aus-

drücken müssen. Wäre z. B. $\alpha = 30° = \frac{\pi}{6}$, dann wäre $\frac{3{,}1415}{6} = 0{,}5236$ die Breite des Rechteckstreifens.

$r_0 = e^0 = 1$ $\quad r_3 = e^{3\pi/18}$

$r_1 = e^{\pi/18}$ $\quad r_4 = e^{4\pi/18}$

$r_2 = e^{2\pi/18}$ $\quad r_5 = e^{5\pi/18}$

Auch hier herrscht für die Geschwindigkeiten dieselbe Beziehung, die oben entwickelt wurde, z. B.:

Die Geschwindigkeit im Punkte M_5 ergibt sich aus der Geschwindigkeit bei M_1

$$v_5 = v_1 \cdot \frac{e^{\pi/18} - 1}{e^{5\pi/18} - e^{4\pi/18}}$$

der Druck bei M_5

$$p_5 = t_5 - \frac{v_5^2}{2g}.$$

(Auch hier ist einfacher $v_n = \frac{v_0 \cdot r_0}{r_n}$, z. B. $v_5 = \frac{v_0 \cdot 1}{r_5}$, wenn $r_0 = 1$.)

(Schluß folgt.)

Die Vorarbeiten für Talsperren im Quellgebiete der Weser und ihre Ergebnisse.

Alle Rechte vorbehalten. Auf Grund amtlicher Untersuchungen bearbeitet von **B. Körner,** Regierungs- und Baurat in Berlin.

Über die Ergebnisse der von dem staatlichen Vorarbeitenamte für den Weser-Main-Kanal in Eisenach in den Jahren 1921 bis 1923 angestellten Untersuchungen ist an dieser Stelle vom Geheimen Baurat Contag im Auftrage des Werra-Kanalvereins, auf dessen Veranlassung die Vorarbeiten durchgeführt wurden, bereits zweimal berichtet.[1])

Die Ausführungen im Heft 40 der „Bautechnik" 1924 schilderten den allgemeinen Entwurf für eine Kanalverbindung von der Weser zum Main bei Bamberg im Zuge der Werra und der Itz, der als Verlängerung des geplanten bayerischen Donau-Main-Kanales und als Schlußglied der Wasserstraßen von der Donau zu den deutschen Nordseehäfen eine besondere Bedeutung unter den Wasserstraßenplänen zukommt, während der Aufsatz im Jahrgang 1925, Heft 34, den Entwurf der für die Speisung der Scheitelhaltung und der oberen Werrahaltungen bestimmten Talsperre im Schleusetale bei Kloster Veßra brachte. In beiden Ausführungen ist einer Teilaufgabe des Vorarbeitenamtes in Eisenach gedacht. Diese ging dahin: über den für die Speisung des Weser-Main-Kanales erforderlichen Stauraum hinaus allgemein die Möglichkeit der Anlage von Sammelbecken im Werra- und Fuldagebiet zu untersuchen und ihre Wirtschaftlichkeit zu prüfen.

Anlaß zu diesem Auftrage, für dessen Bearbeitung der Verfasser dem Leiter des Vorarbeitenamtes, Oberregierungs- und -baurat Innecken, unterstellt war, waren die mit der Edertalsperre erzielten Erfolge für die Aufhöhung der Niedrigwasserstände der Weser.

Die notwendige Voraussetzung für eine Kanalverbindung zwischen Weser und Main ist die volle Schiffbarkeit der Weser für Schiffe der gleichen Größe, die den Kanalabmessungen zugrunde gelegt wurden (1000-t-Fluß-Kanal-Schiff). Diese Voraussetzung ist bisher nicht erfüllt. Da die Zuschußwasserabgabe aus der Edertalsperre aber eine immerhin bedeutende Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse für die vorher ganz im argen liegende Weserschiffahrt gebracht hatte, lag es nahe, den eingeschlagenen Weg für die Schiffbarmachung der Weser weiterzuverfolgen und eine ausreichende Erhöhung der Niedrigwasserstände des Stromes durch Bereitstellung großer Wassermengen in neuen Talsperren zu versuchen.

Diesem Versuch galt die erwähnte Teilaufgabe des Vorarbeitenamtes. Das Ergebnis der Untersuchungen ist inzwischen dadurch allgemein bekanntgeworden, daß die Schiffbarmachung der Weser durch Erhöhung der Niedrigwasserstände aufgegeben und eine Kanalisierung des Stromes in Aussicht genommen ist. Damit sind lang gehegte Hoffnungen begraben; es wird jedoch von Interesse sein, die Gründe für ihr Fehlschlagen zu erfahren.

Diese waren — kurz zusammengefaßt — einmal irrige Annahmen über die Größe der für eine ausreichende Erhöhung der Wasserstände erforderlichen Zuschußwassermenge und dann vor allen Dingen durch die Überschätzung des Wertes der Wasserkräfte in der Nachkriegszeit bedingte und durch Veröffentlichungen genährte falsche Vorstellungen über die wirtschaftliche Möglichkeit der Schaffung großer Stauräume in den in Frage kommenden Flußgebieten.

Für eine ausreichende Erhöhung der Niedrigwasserstände der Weser hielt man lange Zeit einen Gesamtstauraum von 600 Mill. m³ für ausreichend. Auf wen diese Zahl zurückzuführen ist, ist nicht aufgeklärt. Eingehende Untersuchungen, die 1921 von der Wasserstraßendirektion in Hannover angestellt wurden, führten aber zu ganz anderen Zahlen. Sie erstreckten sich auf drei Fälle:

I. Vergrößerung der Mindestfahrwassertiefe von Münden abwärts auf 1,55 m und von Hameln ab auf 1,80 m;

II. desgleichen von Münden ab auf 1,65 m und von Karlshafen ab auf 1,80 m;

III. desgleichen von Münden ab auf 1,80 m;

und hatten das Ergebnis, daß im Mittel einer dreißigjährigen Beobachtungsreihe an Zuschußwasser erforderlich sein würden:

im Fall I rd. 720 Mill. m³,
„ „ II „ 920 „ „ und
„ „ III „ 1210 „ „.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 40 und 1925, Heft 34.

Für besonders trockene Jahre gehen die erforderlichen Zuschußwassermengen ganz erheblich über die Mittelwerte hinaus, und diese würden im Falle I und II in 11 Jahren, im Falle III in 13 Jahren von den 30 Beobachtungsjahren zur Deckung des auftretenden Mangels tatsächlich nicht ausreichen. Eine Einbeziehung auch dieser Jahre in die Untersuchung erübrigte sich aber, da das Ergebnis selbst im Falle I von vornherein über das Maß des überhaupt erreichbar Scheinenden hinausging.

Eine Verringerung der erforderlichen Zuschußwassermenge schien nur dann möglich, wenn man, eine Kanalisierung der Weser von Hann.-Münden bis Karlshafen vorausgesetzt, auf der unterhalb anschließenden Stromstrecke auf die volle Ausnutzung der Ladefähigkeit der 1000-t-Kähne verzichten und unter Verringerung der Wettbewerbsfähigkeit der Wasserstraße gegenüber der Eisenbahn einige Zeit während der Sommermonate mit halber Ladung fahren wollte. Die bei Zulassung eines Verkehrs mit verminderter Ladung während der Trockenzeit noch erforderliche Zuschußwassermenge für die Weser von Karlshafen abwärts wurde auf 400 bis 500 Mill. m³ geschätzt. Dieses Maß schien nach den Ergebnissen älterer Vorarbeiten wohl erreichbar.

Diese älteren Untersuchungen waren, abgesehen von den im Jahre 1901 von der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde ausgeführten, die sich nur auf ganz kleine Staubecken in den oberen Tälern der preußischen Gebietsteile des Thüringer Waldes erstreckten, gleichzeitig aber unabhängig voneinander von dem Talsperrenbauamte in Helminghausen und von dem Bureau des Werra-Kanalvereins in Eisenach vom Jahre 1909 ab ausgeführt worden. Beide Stellen hatten das gesamte Flußgebiet der Werra und Fulda eingehend auf die Anlagemöglichkeit und Bauwürdigkeit von Talsperren durchforscht. Die Ergebnisse deckten sich vielenorts. Sie umfaßten seitens des Talsperrenbauamtes Helminghausen 37 Anlagen, davon 27 im Werragebiet, und seitens des Werra-Kanalvereins, der die Untersuchungen zunächst auf das Werragebiet beschränkte, 33 Sammelbecken, denen sich späterhin noch einige größere im Gebiete der Fulda zugesellten. Aus dieser Zahl hatte Dr.-Ing. Wolf als Sachbearbeiter des Werra-Kanalvereins in dem berechtigten Streben nach einer Zusammenfassung der Wassermengen an möglichst wenigen Stellen schließlich die Möglichkeiten für die Schaffung ganz großer Stauräume eingehender untersucht, deren Zusammenstellung im folgenden nach einer Veröffentlichung in „Das neue Thüringen" 1919, Heft 4 wiedergegeben sei:

Fluß	Gebiet	Lage	Niederschlagsgebiet km²	Inhalt der Talsperre m³
Werra	Werra	Grimmelshausen (Themar)	262	40 000 000
Schleuse	„	Veßra (Schleusingen)	286	60 000 000
Hasel	„	Ellingshausen (Meiningen)	330	80 000 000
Felda	„	Weilar (Dermbach)	178	40 000 000
Ulster	„	Tann (Rhön)	171	60 000 000
Fulda	Fulda	Fraurombach (Schlitz)	825	150 000 000
Schwalm	„	Kerstenhausen (Fritzlar)	906	80 000 000
Orke	„	Ederbringhausen (Frankenberg)	273	60 000 000
		zusammen:		570 000 000

Auf den vorliegenden Ergebnissen weiterbauend, hatte das Vorarbeitenamt in Eisenach die Untersuchungen fortzuführen und zu vertiefen. Dabei war von vornherein, in Anbetracht der eingehenden Durchforschung des ganzen in Frage kommenden Gebietes durch die früheren Bearbeiter, kaum damit zu rechnen, noch neue, bisher unbekannte Sperrstellen zu finden. Im übrigen waren in der Hauptsache folgende Gesichtspunkte für die Untersuchungen maßgebend:

1. Als für den zu erreichenden Zweck nicht in Betracht kommend, mußten von vornherein alle ganz kleinen Anlagen ausgeschieden werden, weil die betriebliche Zusammenfassung einer großen Zahl kleiner, weit verstreut liegender Sammelbecken zu gemeinsamer, genau zu regelnder und reibungsloser Zuschußwasserabgabe eine praktisch ohne ganz erhebliche Vergrößerung des erforderlichen Gesamtstauraumes nicht zu lösende Aufgabe ist, und weil kleine Anlagen stets verhältnismäßig viel teurer werden als große.

2. Ferner mußten die Anlagen wegfallen, die die Überstauung wertvoller Ländereien in sehr großem Umfange und zahlreicher Wohnstätten erfordert hätten, wenn der aus der Anlage zu erwartende Nutzen die Einbuße an Volksvermögen nicht übertraf. War vor dem Kriege die Überstauung ganzer Ortschaften mit den zugehörigen Ländereien in den meisten Fällen schon schwierig, so kam ihr in Rücksicht auf die Volksernährung aus eigenem Boden doch nicht die Bedeutung zu wie heute in dem durch das Versailler Diktat verkleinerten und seiner Kolonien beraubten Vaterlande, in dem dazu die Wohnungsnot selbst bis in die kleinsten Ortschaften vorgedrungen ist. Hinzu kam, daß gerade in den Jahren der Bearbeitung der Entwürfe durch das Vorarbeitenamt ein außerordentlicher Landhunger überall herrschte, der einen Ankauf bäuerlichen Besitzes in größerem Ausmaß überhaupt aussichtslos machte und den Erwerb der zu überstauenden Ländereien nur im Wege der Umsiedlung auf zur Verfügung stehenden staatlichen Besitz oder anzukaufenden und aufzuteilenden Gütern möglich erscheinen ließ. Dieser Gesichtspunkt hat zurzeit, wo die Not der Landwirtschaft ein Überangebot an freiem landwirtschaftlichen Besitz zur Folge hat, an Wichtigkeit für die Planung von Talsperren, nicht aber an volkswirtschaftlicher Bedeutung verloren. Und im Interesse der Erhaltung des bäuerlichen Besitzes erscheint es nach wie vor geboten, in dieser Frage mit großer Vorsicht vorzugehen, denn eine Umsiedlung wird stets nur im beschränkten Umfange möglich sein, niemals aber für ganze Reihen von Dörfern in ein und demselben Flußtale.[2]) In jedem Falle bleibt die außerordentliche geldliche Belastung eines Unternehmens durch jede Umsiedlung zu beachten, die vielfach die Bauwürdigkeit in Frage stellt.

3. Schließlich war zu prüfen, ob die zu schaffende Weser-Schiffahrtstraße anteilig mit Kosten der Talsperrenanlagen belastet werden konnte, oder ob die Forderung zu erheben war, daß diese Anlagen imstande sein mußten, sich wirtschaftlich selbst zu tragen. Die Beantwortung dieser Frage erforderte eine Gegenüberstellung der Kosten einer Kanalisierung der Weser mit denen der Schiffbarmachung durch die Bereitstellung von Zuschußwasser in Talsperren, für die die Unterlagen größtenteils erst durch die Untersuchungen selbst zu schaffen waren. Da es nach den eingangs erwähnten Untersuchungen über die für die Teilstrecken der Weser erforderlichen Zuschußwassermengen von vornherein ausgeschlossen war, auf der ganzen Weser ohne Kanalisierung eine volle Schiffbarkeit zu erreichen, wurde die Lösung dieser Frage durch die Beschränkung auf die untere Stromstrecke erleichtert. Sie wurde dahin entschieden, daß eine Belastung der Schiffahrtstrecke mit Talsperrenkosten nicht in Frage kommt, d. h.: die Talsperren für die Aufhöhung des Niedrigwassers der Weser müssen für sich allein wirtschaftlich sein, wenn sie bauwürdig sein sollen.

Bei Sichtung des großen zur Verfügung stehenden Stoffes nach den unter 1 und 2 angegebenen Gesichtspunkten mußte die Mehrzahl der früher bearbeiteten Anlagen bereits ausgeschieden werden. Es blieben nur verhältnismäßig wenige Vorschläge auf ihre Bauwürdigkeit zu untersuchen. Diese waren im Gebiete der Werra: Werra bei Grimmelshausen, Hasel bei Ellingshausen, Schleuse bei Kloster Veßra, Ulster oberhalb Lahrbach, Felda oberhalb Weilar, und im Gebiete der Fulda: Schwalm unterhalb Holzburg, Haune bei Hünfeld, Altefeld unterhalb Stockhausen und Orke bei Ederbringhausen. Darüber hinaus fand sich im Werragebiete im Christeser-Grund oberhalb Schwarza eine Möglichkeit zur Aufspeicherung von 35 Mill. m³ bei sehr geringem Bedarf an Kulturland. Diese Talsperre schien geeignet, die der Schleusesperre zugedachte Aufgabe der Speisung des Weser-Main-Kanals zu übernehmen. Sie wurde neben einigen anderen Anlagen von dem Referenten der landwirschaftlichen Bauverwaltung beim Vorarbeitenamt, Regierungs- und Baurat Peritz, sehr eingehend bearbeitet und erwies sich als für den zu erreichenden Zweck ausreichend, wenn sie auch, wie Contag in seinem eingangs erwähnten Aufsatze über die Schleusetalsperre berichtet, die Vorteile dieser Anlage nicht erreichen wird.

Im Fuldagebiete schienen schließlich noch Sperrstellen in der schönen Fulda (Döllbach) oberhalb Rothemann, in der Antreff bei Ruhlkirchen und in der Nuhne oberhalb Schreufa einer näheren Prüfung wert.

Über das Endergebnis der zum Teil sehr eingehenden Untersuchungen hat Contag bereits berichtet. Es war so gut wie negativ, denn auch die Schleusetalsperre oder die wahlweise vorgeschlagene Sperre oberhalb Schwarza können nur in Verbindung mit der Kanalisierung der Werra und dem Weser-Werra-Main-Kanal oder zu deren Vorbereitung gebaut werden.

Die Gründe für dieses nach den großen Erwartungen enttäuschende Ergebnis im einzelnen aufzuführen, würde über den Rahmen dieses Berichtes hinausgehen. Sie sind in der Hauptsache darin zu suchen, daß das Quellgebiet der Weser geologisch zum größten Teile der Buntsandsteinformation angehört. Diese bedingt weiche, geräumige und meist fruchtbare und dichtbesiedelte Talformen von geringem Gefälle. Die Anlage von Talsperren in derartigen Tälern erfordert auf der einen Seite schon bei geringen Stauhöhen einen unverhältnismäßig großen Landbedarf und große Massen für das Abschlußbauwerk, für das vielenorts allerdings Erddämme in Frage kommen. Auf der anderen Seite schließt sie die Ausnutzung von Zusatzgefälle unterhalb der Sperrstelle aus, ohne die eine Verzinsung des Anlagekapitals aus dem Kraftgewinn so gut wie unmöglich ist. Kommen in solchen Fällen nicht noch andere Interessen — Hochwasserschutz, Landeskultur, günstige Beeinflussung unterhalb liegender Triebwerke usw. — als Mitträger hinzu, so ist eine Wirtschaftlichkeit der Anlage nicht zu erwarten. Derartige Interessen sind in den in Frage kommenden Gebieten in ausreichendem Umfange aber nicht gegeben.

Allein der Teil geologisch älterer Formationen im Quellgebiete der Weser, das Gebiet der Eder, bietet noch die Möglichkeit für die Anlage eines größeren Sammelbeckens im Tale der Orke, die dicht oberhalb des Edersees aus dem regenreichen hohen Sauerland dem Flusse zufließt. Hier war nach früheren Ermittlungen unmittelbar oberhalb Ederbringhausen eine Talsperre von 60 Mill. m³ Inhalt vorgesehen, der sich unschwer auf etwa 71 Mill. m³ steigern läßt.

Die Vorteile, die diese Anlage zu bieten verspricht, liegen vor allem darin, daß hier ein großer Teil der fast alljährlich dem Edertalsperrenkraftwerk bei Hochwasser verlorengehenden Wassermenge zurückgehalten werden kann, und zwar gerade in dem Teilgebiete, das den größten Beitrag zu der Hochwasserwelle der Eder liefert. Dadurch wird nicht nur der angestrebte Ausgleich des Ederabflusses weiter gefördert, diese Wassermenge ist auch restlos als Kraftgewinn in dem vorhandenen Kraftwerk, in den an den Staustufen der umkanalisierten Fulda geplanten Laufwerken und den später bei der Weserkanalisierung zu errichtenden Kraftanlagen zu buchen, während sie sonst als Hochwasserspitze bei gezogenen Wehren ungenutzt verlorengehen würde. Man darf deshalb für diese Talsperrenanlage nicht nur mit dem ausgebauten Gefälle des Edersees als Zusatzgefälle rechnen, sondern für später auch fast das gesamte Flußgefälle von der Mündung der Eder in die Fulda bis herab nach Bremen in Ansatz bringen. Die Zusammenarbeit mit dem Ederseekraftwerk bringt weitere erhebliche Vorteile für die Betriebsführung beim Eintreten der Bedarfspitzen des Netzes der staatlichen Kraftwerke, für deren Deckung vor kurzem der Ausbau weiterer Turbineneinheiten an den Grundablässen der Edertalsperre angeregt worden ist. Dabei beträgt der Eigenenergiegewinn im Kraftwerk der Orkesperre allein fast 10 Mill. kWh. Da diese als reiner Spitzenstrom nutzbar und zu bewerten sind, ist zusammen mit dem Zusatzgewinn am Ederseekraftwerk und den sonstigen Vorteilen eine Wirtschaftlichkeit der Anlage voraussichtlich schon jetzt gegeben. Wesentliche Eingriffe in die Landeskultur werden hier nicht erforderlich, da das Orketal stark verschottert ist und Kulturland nur im geringen Umfange in Anspruch genommen wird. Allerdings müßte die kleine Ortschaft Nieder-Orke umgesiedelt werden.

Will man das vermeiden oder ergeben sich hierbei unüberwindliche Schwierigkeiten, so findet sich eine zweite Sperrstelle oberhalb dieses Ortes unmittelbar an der waldeckisch-preußischen Landesgrenze. Dadurch würde man sich allerdings, da die Stauhöhe durch den Ort Dallwigstal begrenzt ist und der Stauinhalt auf etwa die Hälfte herabgehen würde, der Möglichkeit eines angenäherten Jahresausgleiches der Orkewasserführung und der sich daraus ergebenden Vorteile größtenteils begeben. Die Anlage würde aber erheblich billiger, während der Eigenkraftgewinn bei Durchfahrung der Wasserscheide zur Eder in Richtung auf Herzhausen mit einem kurzen Stollen und Anordnung des Kraftwerkes am Edersee durch Gewinn von rd. 27 m Zusatzgefälle nahezu der gleiche bleiben würde.

Die Baukosten würden einen Kleinstwert erreichen, wenn die Sperrstelle noch weiter flußaufwärts bis in das Engtal oberhalb des Schlosses Reckenberg verschoben wird, wobei die Möglichkeit der Gewinnung von Zusatzgefälle durch den erwähnten Druckstollen verbleibt, das Kraftwerk aber den Charakter eines Laufwerkes mit Wochenspeicher annimmt.

Jedenfalls bietet gerade das untere Orketal die verschiedensten Möglichkeiten, auch in der heutigen, an Kapital armen Zeit eine wertvolle und leistungsfähige Wasserkraftanlage zu schaffen. Es darf die Hoffnung ausgesprochen werden, daß die im Gange befindliche Prüfung der Vorschläge zu einer Bauausführung führen wird. Die Untersuchung der Talsperren im Quellgebiete der Weser durch das Vorarbeitenamt in Eisenach hätte dann wenigstens ein greifbares Ergebnis gehabt.

Zeigten die Vorarbeiten sonst auch, daß größere Sammelbecken in diesem Gebiete mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln nicht zu schaffen sind, so sind sie doch nicht wertlos gewesen, weil sie für die Schiffbarmachung der Weser den allein möglichen Weg der Kanalisierung wiesen.

[2]) So wären z. B. bei der in der oben wiedergegebenen Zusammenstellung aufgeführten Talsperre in der Fulda bei Fraurombach neben 1400 ha Land, meist Wiesen, sechs Dörfer ganz und fünf zum Teil dem Stau zum Opfer gefallen.

Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 37.)

4. Entwurf: 1925. Verfasser: Architekt Professor Anton Rosen in Kopenhagen, Ingenieur Chr. B. Petersen in Kopenhagen und Gutehoffnungshütte in Sterkrade (Rheinland). Der Entwurf „1925" umfaßt vier Vorschläge. Bei allen Vorschlägen ist die vom Stadtingenieur vorgeschlagene Linienführung (Abb. 1) im großen und ganzen beibehalten worden (Abb. 25). Die Lage der Brücke über dem Hafen, die Verbindung

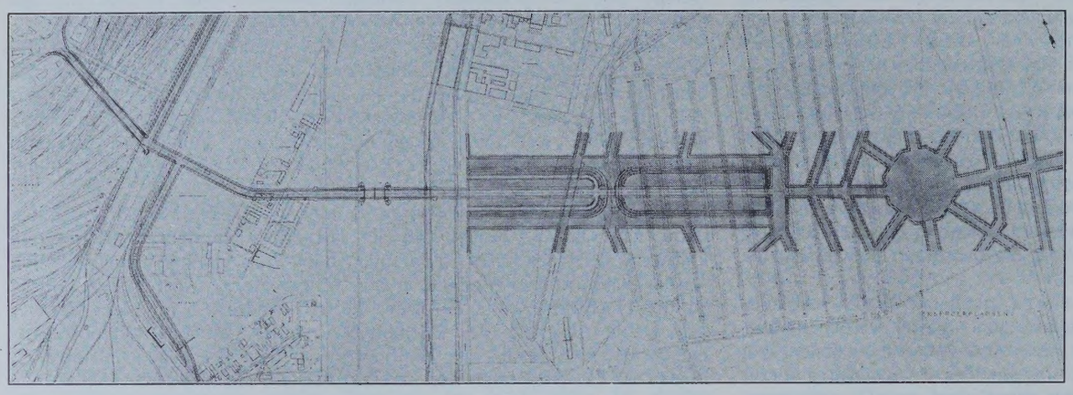


Abb. 25. Lageplan.

der Brücke mit dem Straßenkreuz *A* bei Dybbölsgade (Abb. 1) und die Rampen auf der Seelandseite entsprechen fast genau dem Vorschlage des Stadtingenieurs. Bei zwei Vorschlägen des Entwurfes 1925 ist auf der Amagerseite eine Verbindung der Hochbrücke mit den Kaistraßen dadurch hergestellt, daß rd. 360 m östlich des Hafens von der in der Richtung der Hochbrücke zum Straßenkreuz *B* (Abb. 1) führenden Rampe zwei 12,5 m breite Parallelrampen im Gefälle 1 : 35 zu den Kaistraßen heruntergeführt sind (Abb. 25). Bei den beiden anderen Vorschlägen sind diese Parallelrampen fortgelassen; die von der Hochbrücke hinunterführende Rampe endet rd. 150 m hinter der Hochbrücke in einem runden Rampenturm, in dem die Verbindung mit dem umliegenden Gelände durch Spiralrampen hergestellt ist. Bei allen vier Vorschlägen sind für Fußgänger Treppen und Aufzüge vorgesehen, und zwar auf der Seelandseite dort, wo die nördliche Rampe in den Brückenzug einmündet, und in dem westlichen Landpfeiler der Hochbrücke und auf der Amagerseite in dem östlichen Landpfeiler. In allen vier Vorschlägen ist die Überbrückung des Eisenbahngeländes gleich. Sie ist so durchgebildet, daß an den Gleisanlagen keine Änderungen nötig werden. Es sind nur drei Zwischenstützen angeordnet (Abbild. 26), die zur Erhöhung der Übersichtlichkeit aus Eisen gebildet sind. Die großen Entfernungen der Stützen bedingen natürlich, die Hauptträger der Überbauten über die Fahrbahn zu legen. Sie sind als durchlaufende, eiserne Parallelfachwerkträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen gedacht und haben 16,8 m Mittenentfernung. Die Fahrbahn und die Radfahrwege liegen innerhalb, die Fußgängerwege außerhalb der Hauptträger. Die Fahrbahndecke besteht aus Holzpflaster, die Fahrbahntafel aus Buckelblechen. Ein oberer Windverband ist aus Schönheitsgründen nicht vorgesehen.

Die Höhenlage der ganzen Verbindung ist durch drei Punkte festgelegt. Die Forderung, daß bei Dybbölsgade ein Eisenbahngleis vom Bahnhofsgelände zur Gasanstalt unter der Straße durchgeführt werden muß, bedingt eine Hebung des Straßenkreuzes *A*. Die Höhe der Straßenkrone ist deshalb hier zu + 8,6 m angenommen. Von hier aus steigt die Verbindung zur Hochbrücke mit 1 : 65 bis zum östlichen Widerlager der Brücke über dem Eisenbahngelände auf die Höhe von + 12 m, um die Gleise auf dem Eisenbahngelände in ihrer Höhenlage liegen lassen zu können. Die lichte Höhe unter dem beweglichen Überbau über dem Hafen soll 21,5 m betragen. Bei einer Bauhöhe von 1,9 m ergibt sich hier

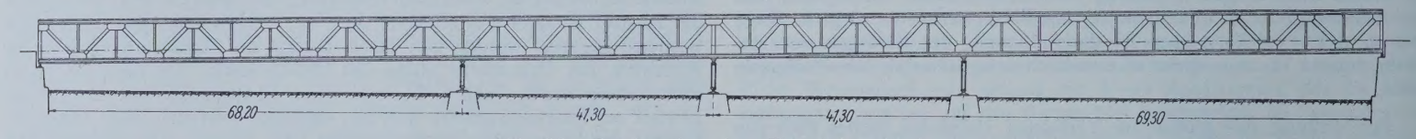


Abb. 26. Brücke über dem Eisenbahngelände.

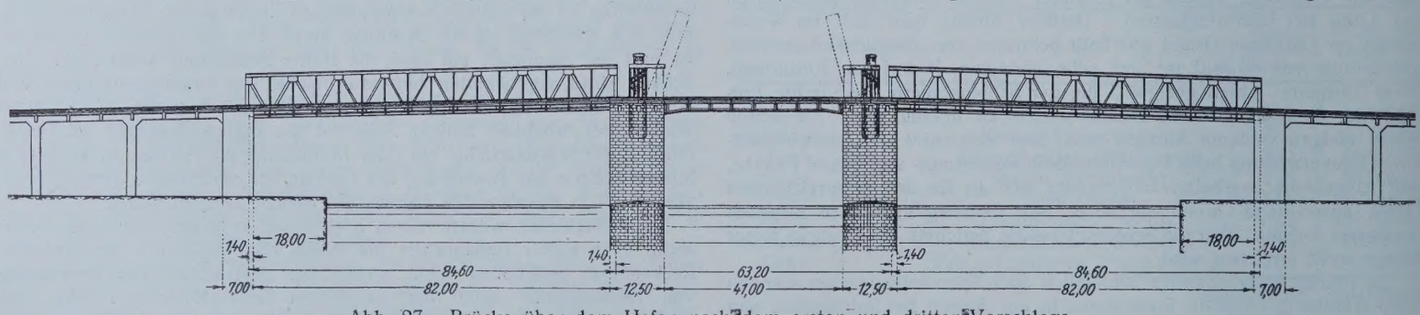


Abb. 27. Brücke über dem Hafen nach dem ersten und dritten Vorschlage.

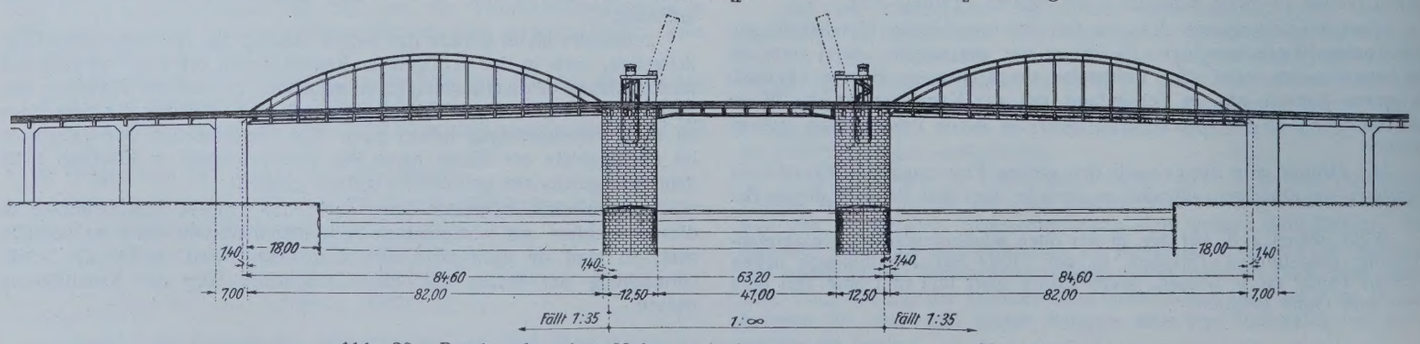


Abb. 28. Brücke über dem Hafen nach dem zweiten und vierten Vorschlage.

eine Höhe der Fahrbahn von 23,4 m über dem Wasser. Von der nördlichen bis zur südlichen Rampe auf der Seelandseite steigt die Verbindung mit 1 : 60 und im weiteren Verlauf mit 1 : 35 bis zum beweglichen Überbau, der wagerecht angeordnet ist. Jenseits des beweglichen Überbaues fällt die Verbindung bei den beiden Vorschlägen mit den Parallelrampen (Abb. 25) mit 1 : 35 bis zur Geländehöhe und bei den beiden anderen Vorschlägen bis zum Rampenturm, innerhalb dessen das Gefälle 1 : 60 beträgt.

Für den beweglichen Brückenteil über dem Hafen sehen alle vier Vorschläge eine eiserne zweiflügelige Klappbrücke mit festen Drehachsen vor (Abb. 27 u. 28). Die beiden Hauptträger sind voll- und doppelwandig und ragen 1,2 m über die Fahrbahn hinaus. Die Gegengewichte sind an den rückwärtigen Armen und unter der Fahrbahn angeordnet. Die Trennungsfuge zwischen dem festen und beweglichen Teil der Fahrbahndecke liegt vor der Drehachse, etwa über der Vorderkante des Klappenpfeilers, um die zu bewegenden Massen möglichst gering zu halten und ein Verschmutzen des Klappenkellers während des Öffnens zu verhüten. Die Klappe ruht auf den fest eingebauten Zapfen mit Walzenlagern, um den Bewegungswiderstand und die Abnutzung zu verringern. An dem vorderen Teil des Klappenpfeilers, 1,55 m vor den Drehachsen, sind unter den beiden Hauptträgern Hilfslager eingebaut, die imstande sind, beim Untersuchen oder bei Ausbesserung der Drehzapfenlager das ganze Eigengewicht der Klappe zu tragen. Es sind Keilstellager, die so eingestellt werden, daß sie im geschlossenen Zustande der Brücke einen Teil des Eigengewichtes und der Verkehrslasten aufnehmen. Im Klappenkeller sind viertelkreisförmige Triebstöcke aus Flacheisen und Stahlbolzen fest mit dem Mauerwerk verbunden. In diese greifen die am hinteren Klappenende gelagerten Triebstockritzel ein, die elektrisch und im Notfalle mit Hand angetrieben werden. Die Triebstöcke sind auf kleinen Lagerstühlen befestigt, die eine genaue Einstellung auf den erforderlichen Halbmesser und eine Verschiebung der Triebstöcke bei Wärmeschwankungen ermöglichen. In die Verbindungswelle der beiden Antriebritzel ist ein Differentialgetriebe eingeschaltet, das ein gleichmäßiges Abrollen an beiden Triebstöcken bei gleichem Zahndruck gewährleistet. Das Getriebe ist mit Reibungskupplung, Backenbremse, Endausschaltern und Vorendausschaltern ausgerüstet. Beim Öffnen wird der Stoß der Klappe am Ende der Bewegung durch einen Luftpuffer aufgefangen. Bei sehr starkem Winddruck kann die Klappe in geöffneter Stellung an ihrem rückwärtigen Arm mit dem Klappenpfeiler von Hand verriegelt werden. In geschlossener Stellung werden beide Klappen miteinander durch kräftige, elektrisch angetriebene Riegel miteinander so zusammengeschlossen, daß die Lasten mit Sicherheit von der einen Klappe auf die andere übertragen werden.

Abb. 29. Auflager-Knotenpunkt eines Bogenträgers.

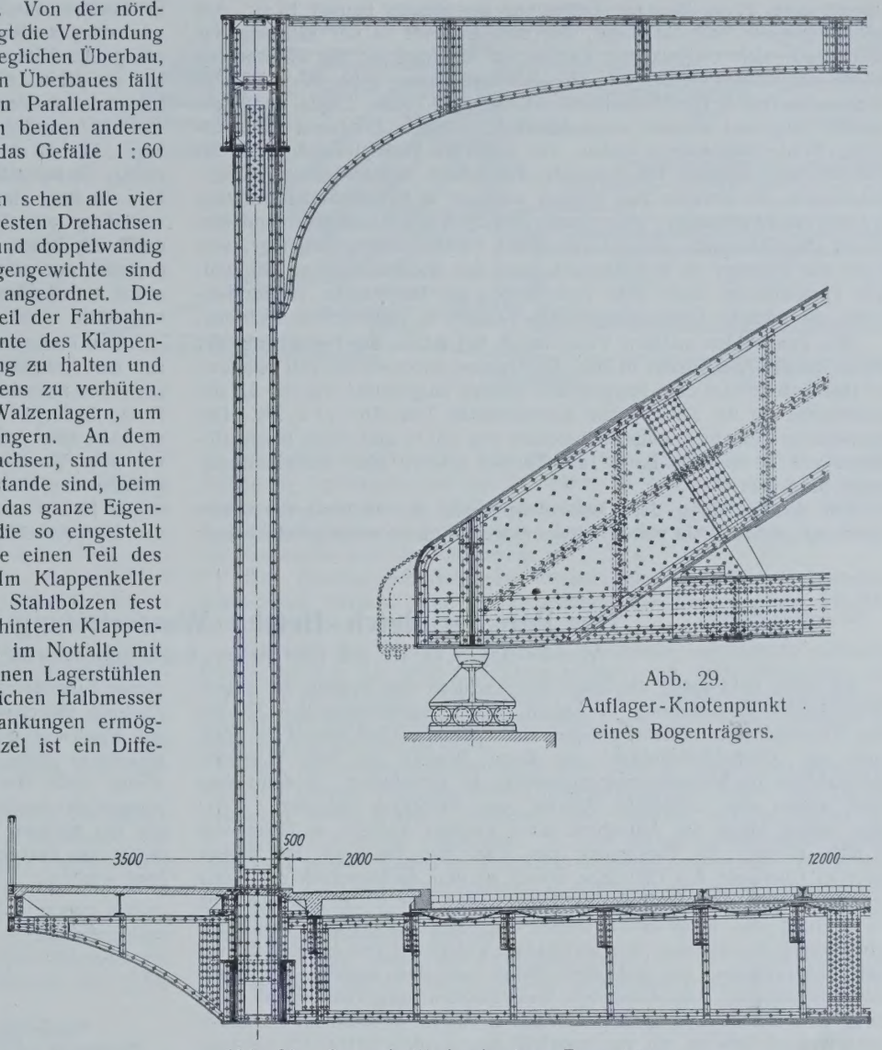


Abb. 30. Querschnitt durch einen Bogenträger.

In allen vier Vorschlägen ist zu beiden Seiten der Klappbrücke je eine 82 m weite Öffnung vorgesehen, die bei zwei Vorschlägen mit eisernen 84,6 m weit gestützten, über der Fahrbahn liegenden Parallelfachwerkträgern (Abb. 27) und bei den anderen beiden Vorschlägen mit eisernen vollwandigen Bogenträgern mit Zugband überbrückt werden (Abb. 28). Die landseitigen Pfeiler stehen mit ihrer Vorderkante vorschriftsmäßig 18 m hinter der Kaivorderkante. Bei den Parallelfachwerkträgern ist aus Schönheitsgründen von der Anordnung eines oberen Windverbandes oder oberer Querriegel abgesehen worden. Bei den Bogenträgern ist im mittleren Teil ein oberer Windverband zwischen zwei Portalen angeordnet.

Abb. 29 stellt den Auflagerknotenpunkt der Bogenträger dar. Der vollwandige Blechbogen und das Zugband sind hier durch große Knotenbleche zusammengeschlossen. Abb. 30 gibt einen Querschnitt durch einen Bogenträgerüberbau an einem der erwähnten Windportale wieder. Die Fahrbahntafel besteht aus Buckelblechen, die Fahrbahndecke aus Holzpflaster auf Betonunterlage. Die Decke der Radfahr- und Fußgängerwege besteht aus Estrich auf Eisenbetonplatten.

Die nördliche Rampe auf der Seelandseite (Abb. 25) erhält ein Gefälle von 1 : 35; der Raum unter ihr wird, soweit es die Höhe zuläßt, zu Pack- und Lagerräumen in Eisenbetonkonstruktion ausgebaut. Am unteren Ende der Rampe schließt sich ein Erddamm mit senkrechten Winkelstützmauern an. Die südliche Rampe auf der Seelandseite erhält dasselbe Gefälle und wird ebenso ausgebildet wie die nördliche Rampe. Der Teil der Verbindung zwischen dem Eisenbahngelände und der Hochbrücke wird in Eisenbeton ausgeführt; er besteht aus einzelnen über drei Öffnungen durchlaufenden

Abb. 31. Ansicht der Hafenbrücke nach dem zweiten und vierten Vorschlage.

Trägern (Abb. 27 u. 28). Die Entfernung der Stützen beträgt 16 m. Auf der Amagerseite soll die lange, bis zum Gelände in der Richtung der Hochbrücke sich erstreckende Rampe im Anschluß an die Hochbrücke ebenso ausgebildet werden wie die jenseitige Rampe (Abb. 27 u. 28), im weiteren Verlauf in Eisenbetonkonstruktionen zu Kontor-, Lager- und Packräumen ausgebaut werden und schließlich in einem Erddamm mit senkrechten Winkelstützmauern enden. Die seitlichen Parallelrampen (Abb. 25) sind in ihrem unteren Teil ebenfalls Erddämme mit lotrechten Winkelstützmauern, im übrigen Teil werden auch sie in Eisenbetonkonstruktion zu Lager- und Packräumen ausgebaut. Zwischen der Hauptrampe und den beiden Parallelrampen sind 12,5 m breite Parallelstraßen eingefügt, von denen aus Zugänge zu den Räumen unter den Rampen führen. Die südliche Parallelrampe dient dem Verkehr von der Hochbrücke zu der Kaistraße, die nördliche Parallelrampe dem Verkehr in umgekehrter Richtung.

Bei den beiden anderen Vorschlägen, bei denen die Fortsetzung der Brücke auf der Amagerseite in einer Spiralrampe endet, ist der Teil zwischen der Hochbrücke und dem Rampenturm ebenso ausgebildet wie der an die Hochbrücke auf der Seelandseite anschließende Teil (Abb. 27 u. 28). Der Rampenturm hat einen Außenhalbmesser von 120 m und einen Innenhalbmesser von 80 m. Das Innere des Turmes soll zu einer Schwimmhalle ausgebaut werden.

Für die Gründung der Klappbrückenpfeiler ist ein bemerkenswerter Vorschlag gemacht. In einem Schwimmdock wird ein unten geschlossener Senkkasten aus Eisenbeton von 4 m Höhe hergestellt. Der Senkkasten wird dann zu Wasser gelassen und schwimmend an eine Stelle des Kais mit großer Wassertiefe und anschließendem Arbeitsplatz gebracht, wo er bis auf 13 m erhöht wird. Gleichzeitig wird am künftigen Standort des Pfeilers eine Vertiefung in der Sohle des Hafens hergestellt, die durch Taucher sorgfältig geebnet und mit flachen, gleich hohen Steinen belegt wird. Der 13 m hohe Senkkasten wird dann schwimmend an seine endgültige Stelle gebracht und auf die vorbereitete Sohle abgesenkt. Nachdem in dem rings um den Senkkasten verbleibenden Raum der Sohlenvertiefung eine Dichtung aus Beton unter Wasser eingebracht ist, wird durch ein Rohrsystem Zement in die Steinlage unter dem Senkkasten eingepreßt, um einen dichten Schluß zwischen Senkkastenboden und Baugrund zu schaffen. Der Senkkasten wird teils mit Sand, teits mit Beton ausgefüllt.

Das Preisgericht hat die beiden Vorschläge mit den Parallelrampen auf der Amagerseite als in jeder Weise wohlgelungene Lösungen der gestellten Aufgabe bezeichnet und sie, wie schon erwähnt, mit dem ersten Preise bedacht. Wir schließen uns dem Urteil des Preisgerichtes an, möchten aber dem Vorschlag mit den vollwandigen Bogenträgern (Abb. 28) vor dem Vorschlag mit Parallelfachwerkträgern (Abb. 27) aus Schönheitsgründen den Vorzug geben. Abb. 31 zeigt, wie gut sich die Bogenträger in das Hafen- und Stadtbild einfügen. Die Kosten der Ausführung nach den vier Vorschlägen schwanken zwischen 12,4 und 13,0 Mill. Kr.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Hetch-Hetchy-Wasserleitung für San Francisco.

Von Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. **Karl Haller,** Regierungsbaumeister in Langenau (Württbg.).

Im Jahre 1914 nahm die Stadt San Francisco den Neubau der sogen. Hetch-Hetchy-Wasserleitung in Angriff, deren Entnahmequellen 270 km vom Verbrauchsorte entfernt gelegen sind. Bereits 1908 erhielt die Stadt durch die „Garfield-Erlaubnis“ das Recht, Wasser aus dem Yosemite-National-Park für Wasserversorgungszwecke zu entnehmen. In demselben Jahre wurde eine öffentliche Anleihe von 600 000 $ aufgelegt. Zwei Jahre später folgte die Aufnahme einer zweiten Anleihe in Höhe von 45 Mill. $ für „die Versorgung der Stadt San Francisco mit Wasser aus dem Oberlaufe des Tuolumne River“ an dem Gebirgsstock der Sierra Nevada. Unter dem Einfluß des Krieges, der eine nicht unwesentliche Verzögerung der Bauarbeiten sowie eine Kostensteigerung zur Folge hatte, wurde beschlossen, den im Gebirge gelegenen Teil als eine Einheit zuerst auszuführen, um auf diese Weise aus den zugleich für Kraftgewinnungszwecke auszubauenden Wasserkräften möglichst rasch einen Ertrag zu erzielen. Das damals zunächst in Angriff genommene Moccasin-Creek-Wasserkraftwerk mit von vorläufig ausgebauten 93 000 PS Leistung konnte im Herbst 1925 in Betrieb genommen werden.

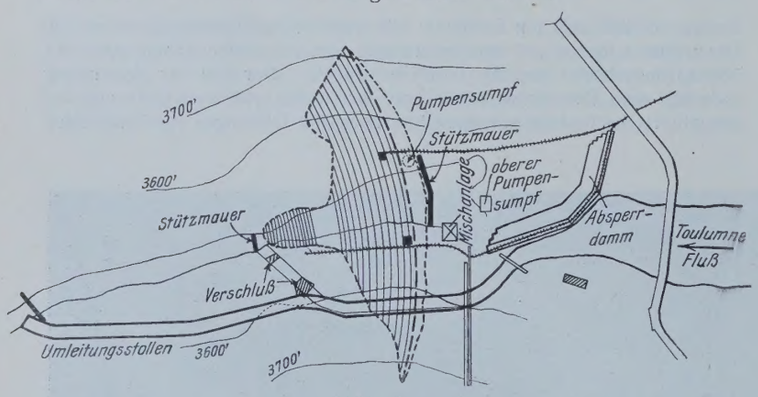


Abb. 1.

Über die bis jetzt ausgeführten Bauarbeiten dieses großzügigen Planes ist kurz zusammengefaßt folgendes zu sagen: Um den Fluß an der in einer engen, tiefen Schlucht gelegenen Wasserfassungstelle umzuleiten, mußte ein rd. 300 m langer Stollen vom Querschnitt 8,3 m Breite und 7,7 m Höhe durch das anstehende Granitgebirge getrieben werden (Abb. 1). Das an seiner tiefsten Stelle bis 48,7 m unter den HW-Spiegel des Flusses hinabreichende Fundament der aus Beton hergestellten Sperrmauer konnte im offenen Einschnittverfahren ausgeschachtet werden. Etwa 33 bis 100 m (am oberen Ende) der Staumauer wurde mit großer Sorgfalt ein bis zu 13 m hoher Absperrdamm aus Holzfachwerk mit bis auf Grundwasserhöhe eingerammten Pfählen gebaut und das Fachwerkgerüst mit Felsblöcken und Geröll ausgefüllt. Stromaufwärts wurde dieses Sperrbauwerk mit einer doppelten, je 7,5 cm starken Bohlenverschalung versehen und so gut wie möglich (durch Kalfatern) gedichtet. Hierauf wurde flußaufwärts Erdmaterial in das Wasser geschüttet, um dadurch etwa noch vorhandene offene Fugen zu verschlämmen. Unterhalb dieses Fangedammes mußte eine 10 m hohe Betonstützmauer quer zum Flußbett eingebaut werden, deren Krone 19,3 m unter dem Fundament des Absperrbauwerkes liegt. Durchsickerndes Wasser wurde zwei in verschiedener Höhe angelegten Pumpensümpfen zugeleitet und von dort wieder hinter das genannte Absperrbauwerk hinaufgepumpt. Der Höhenabstand der beiden Pumpensümpfe betrug 30 m. Im Unterwasser wurde nur ein niederer Fangedamm notwendig. 142 m oberhalb der letzteren mußte zur Zurückhaltung losen Materials eine kleine Betonstützmauer gebaut werden.

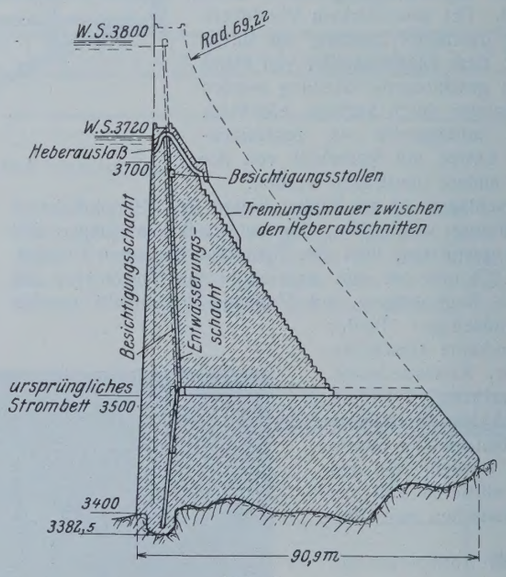


Abb. 2.

An Aushub für die Staumauer mußten insgesamt 123 080 m³, davon 72 960 m³ Felsaushub (Granit) geleistet werden. Der Fundamentaushub wurde mit dreischichtiger Arbeitszeit bewerkstelligt. Die Nachtschicht konnte jedoch nie so stark belegt werden wie die beiden Tagschichten, weil eine sachgemäße Unterbringung des Aushubmaterials an den beiderseits sehr steilen Hängen bei Nacht mit zu großen Gefahren verbunden war.

Die Betonierung der Staumauer ging flott vonstatten. Der Voranschlag sah eine Gußbetonmenge von 277 600 m³ vor, zu deren Einbau ein Höhenunterschied bis zu 115 m zu überwinden war. Der hierzu erbaute hölzerne Fachwerkturm hatte eine Höhe von rd. 170 m. Mit den Betonierungsarbeiten des Staudammes konnte im August 1921 begonnen werden; bis 1. September 1923 waren bereits 224 200 m³ Beton eingebaut. Die Staumauer ist eine Schwergewichtmauer mit einem Grundrißhalbmesser von 213,4 m (700 Fuß). Ihr Querschnitt (an der stärksten Stelle) ist in Abb. 2 dargestellt.

Die Anordnung der in rd. 680 m Abstand von der Baustelle aufgestellten Material-Gewinnungs- und -Zubereitungsanlagen zeigt Abb. 3. Jedes der beiden Schotterbrechwerke hatte eine stündliche Leistungsfähigkeit von 152 m³, was sich für die ununterbrochene Bedienung der Betonmischanlagen als ausreichend erwiesen hat. Für eine durchschnittliche tägliche Betonmenge von 760 m³ wurden im Tag fünf bis sechs Eisenbahnwagen Zement nach der Baustelle befördert und dort mit Hilfe mechanischer Verladevorrichtungen in die auf großen Holzgerüsten

erbauten Lagerräume verbracht. Von dem 13 000 bbls. fassenden 20 m langen, 10,7 m breiten und 11,3 m hohen Zementspeicher wurde der Zement mittels eines 67 m langen, durch einen 15-PS-Elektromotor angetriebenen Förderbandes nach dem Hauptlagerschuppen geliefert, um von dort mittels eines zweiten, 40 m langen Förderbandes nach dem Wiegeschuppen befördert zu werden. Die Verbindung zwischen diesem mit selbsttätig wirkenden Wiegevorrichtungen ausgestatteten Schuppen und den Betonmischanlagen, von denen zwei in verschiedenen Stockwerken des genannten 170 m hohen Fachwerkturmes aufgestellt waren, wurde sowohl durch Telephon als auch durch Lichtsignale (wegen Anlieferung fetter oder magerer Mischungen u. dergl.) aufrechterhalten. Das Mischungsverhältnis war 1 : 3 : 6, für einen 1,50 m tiefen Streifen an der Oberwasserseite 1 : $2^1/_2$: 5.

Auf der ersten Baustrecke, zwischen der Wasserfassungsstelle und der Moccasin-Creek-Wasserkraftanlage, mußte zur Fortleitung der zu fassenden Tageswassermenge von 1516 Mill. l ein 29,3 km langer Stollen durch die Gebirgsstöcke der Sierra Nevada getrieben werden. Der Stollenquerschnitt ist für eine Wasserführung von 17,5 m³/Sek. berechnet. Am unteren Ende des Stollens wurde durch einen 48 m hohen Erdstaudamm ein 3,1 Mill. m³ großes Speicherbecken für die bereits erwähnte Wasserkraftanlage geschaffen.

Da die Hetch-Hetchy-Wasserleitung nicht vor dem Jahre 1931 dem Betrieb übergeben werden kann, nahm die Spring Valley Water Co. im Jahre 1922 den Bau einer weiteren Wasserleitung für 90,96 Mill. l/Tag in Angriff, weil die eigenen Wasserversorgungsquellen der Stadt San Francisco zu diesem Zeitpunkte nur 151,6 Mill. l/Tag liefern konnten, was bei dem raschen Wachstum der Stadt bis zur Fertigstellung der Hetch-Hetchy-Leitung nicht ausreichen würde. Auch der Bau dieser Ergänzungsleitung, für die der genannten Gesellschaft einschl der Wasserbelieferung der Stadt eine jährliche Pauschsumme von $^1/_4$ Mill. $ vergütet wird, steht unter der Oberleitung des Erbauers der Hetch-Hetchy-Leitung, des Stadtingenieurs M. M. O'Shaughnessy.

Der Ausführung der Betonierungsarbeiten wird dauernd die größte Sorgfalt zugewendet. 10 % des Gesamtrauminhaltes der Staumauer sind Felsblöcke, die mit Hilfe zweier Derrickkrane von je 10 t Tragkraft und mit 35 m langen Auslegern an Ort und Stelle befördert worden sind. Für Entwässerungszwecke wurden besonders hergestellte porige Betonblöcke kubischer Form mit 1 m Seitenlänge eingebaut. Versuche ergaben als ideales Verhältnis von größtem Gewicht zu ebensolcher Porosität ein Mischungsverhältnis 1 : 1 : 8 bei Verwendung von Felsschotter mit $^1/_4$ bis 1 Zoll Korngröße. Diese Betonblöcke hatten ein Gewicht von 2380 kg/m³ und eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 70 kg/cm².

Die Betonierungsarbeiten des Staudammes wurden in zwei je achtstündigen Schichten ausgeführt. Bei Nacht wurde die Baustelle durch Wattlampen von 1000 Kerzenstärken beleuchtet. Nähere Angaben über die Ausführung der Betonierungsarbeiten sind im Eng. News-Rec., Vol. 89, Nr. 12, S. 464 bis 468, enthalten.

Beim Bau des in Kronenhöhe rd. 330 m langen Priest-Erdstaudammes zwecks Schaffung eines Speichers für die wiederholt genannte Wasserkraftanlage wurden zwei verschiedene Schüttungsverfahren, wasserseits hydraulische Spülung (zur Erzielung größter Dicke), talseits Trockenschüttung, (der geringeren Kosten wegen) angewandt. Mit den Bauarbeiten wurde im Oktober 1921 begonnen. Zur Fertigstellung des Erddammes, dessen größten Querschnitt Abb. 4 zeigt, waren 700 Arbeitstage erforderlich. Insgesamt mußten 608 000 m³ Erdmassen bewegt werden. Der Damm ist beiderseits gepflastert, und zwar bis Kote 2150 1,50 m stark, zwischen den Koten 2150 und 2200 (die Höhenzahlen sind in Fuß angegeben!) 90 cm, darüber bis in Kronenhöhe 60 cm stark. Am östlichen Ende des Dammes liegt der für 720 m³/Sek. bemessene betonierte Überlauf, dessen Hauptquerschnitt 6,0 × 1,20 m mißt. Ein 300 m langer Spülkanal (Grundablaß) mit einem Gefälle von 2,222 % hat kreisrunden Querschnitt von 2 m Durchmesser.

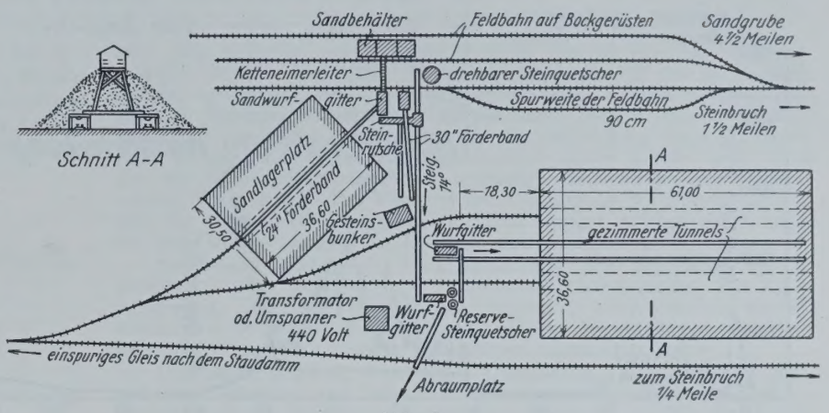


Abb. 3.

Der Betonkern wurde auf festen Fels gegründet. Wie aus der Abbildung hervorgeht, hat der Betonkern im Abstande von 5,3 m wagerechte, im Abstande von 16,7 m senkrechte Fugen, in die zwecks Dichtung Kupferblechstreifen eingelegt sind. Das Mischungsverhältnis des Betons für Kernmauer und Umlaufbauwerk ist 1 : 2 : 4.

Das gesamte Schüttmaterial konnte dem westlichen Geländehang entnommen werden. Für die Gewinnung der Erdmasse zur Trockenschüttung waren Löffelbagger aufgestellt.

Die für die Druckwasserspülung besonders konstruierte einstufige Pumpe leistete bei 1800 Umdrehungen/Min. und einer Druckhöhe von 117 m rd. 16 150 l/Min. Als Reserve sowie für andere Wasserversorgungszwecke war eine kleinere Pumpeneinheit mit 2280 l/Min. Leistung bei 83 m Druckhöhe bereitgestellt.

Vom Wasserkraftspeicher führt eine 1680 m lange Druckleitung nach der Zentrale Moccasin Creek, die ein statisches Gefälle von 438,3 m ausnutzt. In der Wasserkraftzentrale sind zunächst vier Peltonräder von je 25 000 PS Leistung aufgestellt; für den späteren endgültigen Ausbau sind zwei weitere Einheiten derselben Leistung vorgesehen. Diese erste große, im Zuge der Wasserversorgung gelegene Kraftanlage liegt 224 km von San Francisco entfernt. Der erzeugte Strom wird mit 154 000 V nach dem Verbrauchsgebiete geleitet.

Unter dem Boden des Krafthauses sowie rd. 117 m außerhalb der Zentrale sind die dort 90 cm weiten Druckrohre in Gräben verlegt und

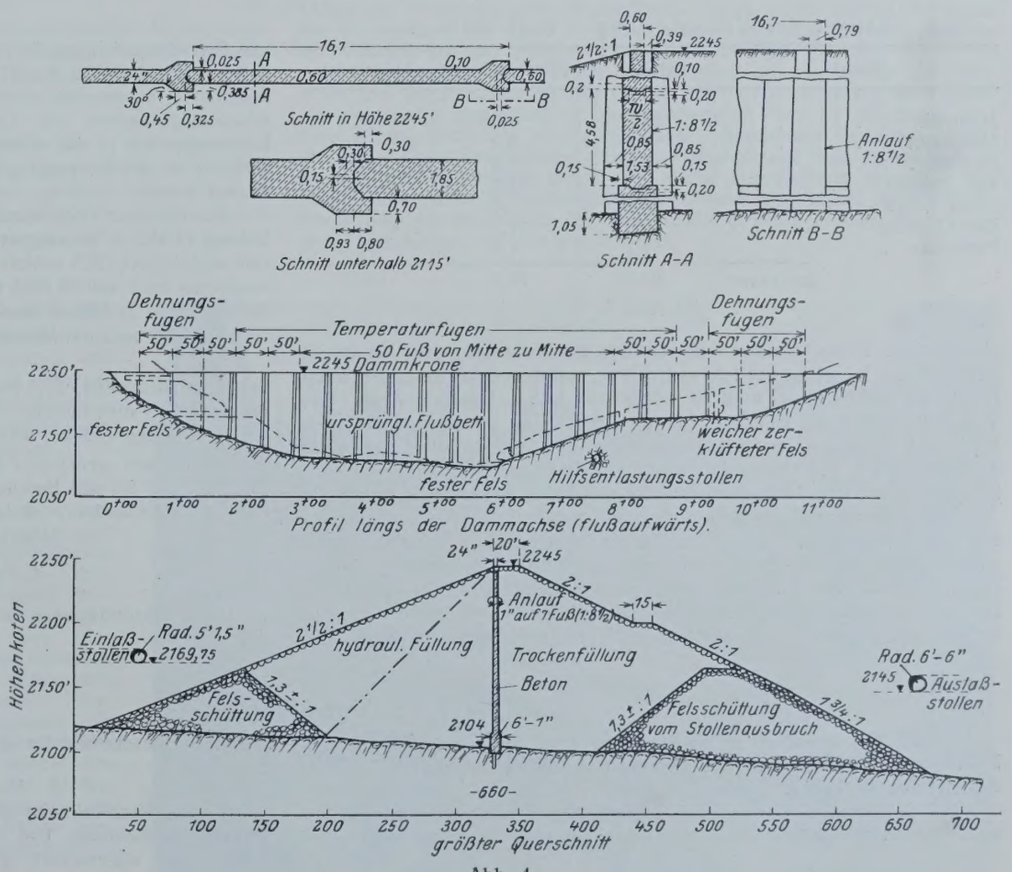


Abb. 4.

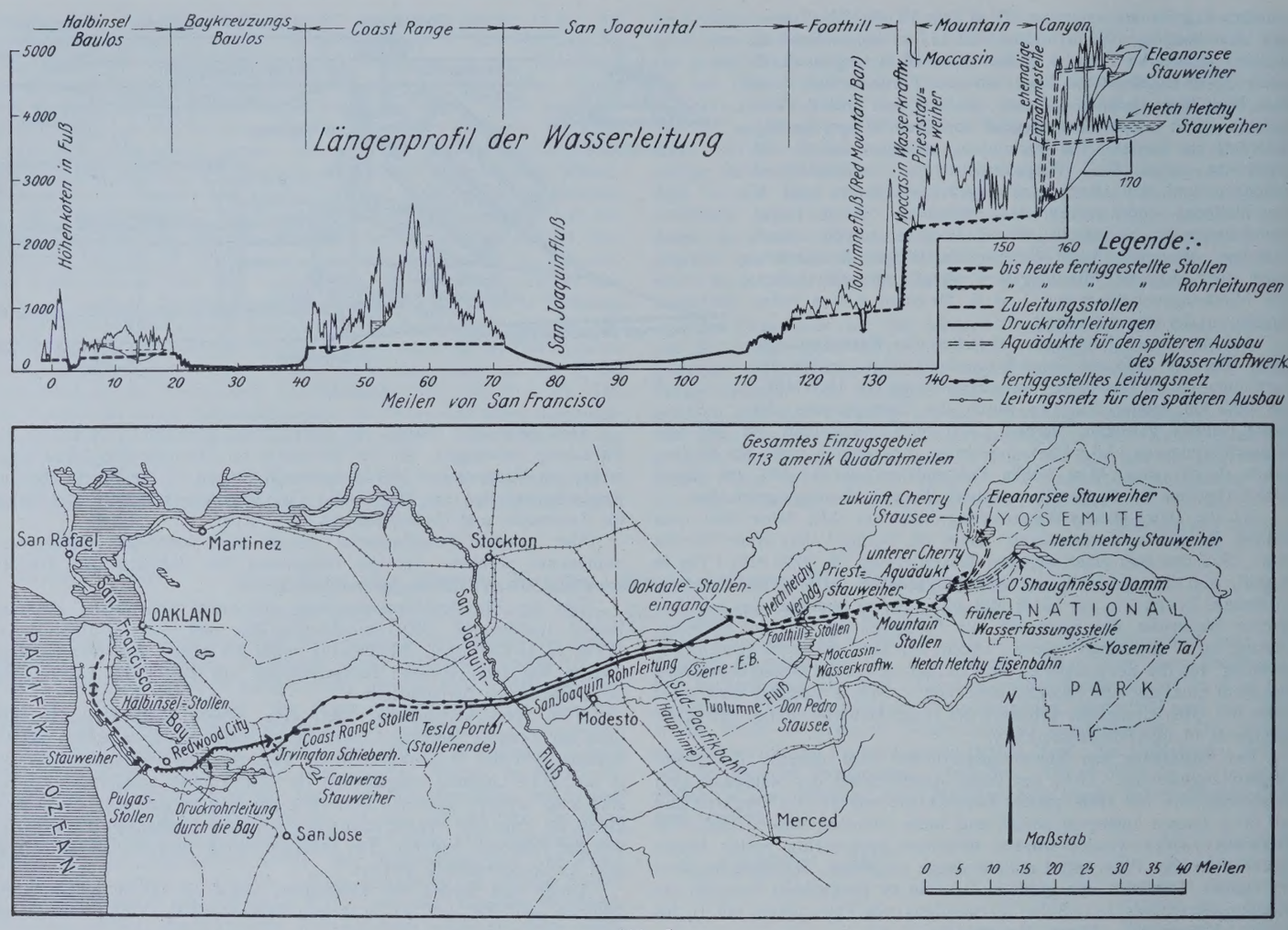


Abb. 5.

Längen der Wasserleitung in engl. Meilen.

Bezirk	Stollen	Röhrenleitung	Insgesamt
Mountain	18,8	0,03	18,8
Moccassin	1,1	0,9	2,0
Foothill	16,5	0,5	17,0
San Joaquin	—	45,2	45,2
Coast Range	30,8	0,6	31,4
Bay Crossing	—	21,2	21,2
Peninsular	17,7	1,9	19,6
Insgesamt	84,9	70,3	155,2

Zu Abb. 5.

einbetoniert. Einige hundert Fuß oberhalb der Turbinen gehen die 90 cm weiten Rohre in solche mit 1,35 m Durchm., auf dem daran anschließenden Hügel bis zum Wasserschloß in solche mit 1,65 m Durchm. über. Die Wandstärken der aus Flußstahl hergestellten Rohre schwanken zwischen $^{15}/_{16}$" am Krafthaus und $^{5}/_{8}$" am oberen Ende der Rohrbahn. Über die Beförderung der Druckrohre nach den Einbaustellen und deren Verlegung gibt der Eng. News-Rec., Vol. 93, Nr. 22, S. 858 bis 860, Aufschluß.

Von dem bereits erwähnten 29,3 km langen Stollen sind etwa $^{2}/_{3}$ mit Beton verkleidet. Die ersten 7,6 km östlich von Big Creek wurden ganz, auf der übrigen Strecke nur gewisse Stellen mit Beton verkleidet. Dieser 29,3 km lange Hauptstollen hat einen lichten Durchmesser von 3,8 m. Der für die Stollenauskleidung erforderliche Beton wurde mittels Zementkanals unter einem Druck von 7 kg/cm² hinter Holzschalungen gepreßt. Die Betriebseinrichtung hierzu war als eine Einheit so praktisch montiert, daß sie innerhalb 15 bis 20 Min. bequem um 47 m (die übliche Arbeitsfeldstrecke) verschoben werden konnte. Zur Wasserversorgung der Betonmischanlage sowie zur Druckluftversorgung der Zementkanone und Lokomotive war je eine 4"-Rohrleitung vorhanden. Betreffs weiterer Einzelheiten über den Bauvorgang muß auf Eng. News-Rec., Vol. 94, Nr. 25, verwiesen werden.

Bis Frühjahr 1925 wurden für den Bau der Hetch-Hetchy-Wasserleitung 44 Mill. $ verausgabt. Für die Arbeiten der nächsten drei Jahre sind im Oktober 1925 weitere 10 Mill. $ aufgenommen worden; die Gesamtbaukosten sind auf 78 Mill. $ veranschlagt, so daß außer diesen 10 Mill. $ noch weitere 23 Mill. $ beschafft werden müssen.

An noch auszuführenden größeren Bauwerken sind zu nennen:

	geschätzte Baukosten	Bauzeit
der Fort-Hill-Stollen, 27,2 km lang . .	8 000 000 $	3 bis 4 Jahre
San-Joaquin-Valley-Leitung, 72 km lang .	8 000 000 $	2 „ 3 „
die Coast-Range-Stollen, 49,6 km lang .	17 000 000 $	5 „ 6 „

Außer den genannten Baukosten mußten von der Stadtverwaltung San Francisco für den Bau der bereits erwähnten Spring-Valley-Ergänzungsleitung für Geländeerwerb folgende Summen aufgewendet werden:

im Jahre 1910 . . .	35 000 000 $
„ „ 1915 . . .	34 500 000 $
„ „ 1921 . . .	37 000 000 $

Das Gesamtbauwerk ist im Lageplan und Längenschnitt in Abb. 5 dargestellt.

Vermischtes.

Erlaß des preußischen Handelsministers über Berechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen. (VI. 6. 15. 2739 vom 24. August 1926.)

Bei der Berechnung oder Nachrechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen nach den mit Erlaß vom 26. Januar 1926[1]) eingeführten Vorschriften für die eisernen Eisenbahnbrücken ist wie folgt zu verfahren:

A. Vorhandene Brücken:

1. Die Nachrechnung der Brücken der vollspurigen Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen hat, soweit ein Übergang von Fahrzeugen der Bahnen des allgemeinen Verkehrs (Reichsbahn und Privateisenbahnen) stattfindet, nach einem Lastenzug zu erfolgen, der aus einer schwersten,

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 9, S. 116.

zurzeit auf der betreffenden Bahn verkehrenden Lokomotive und aus einseitig angehängten Güterwagen von den in Abb. 1 angegebenen Werten besteht. Soweit die baldige Einführung schwerer typisierter Lokomotiven in Aussicht steht, ist bis auf weiteres die Nachrechnung nach einem Lastenzuge vorzunehmen, der aus einer Lokomotive von den in Abb. 2 dar-

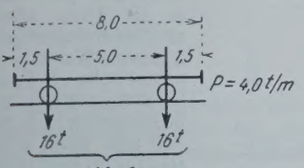


Abb. 1.

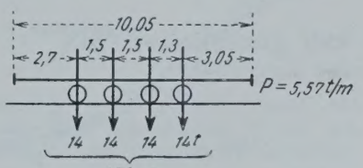


Abb. 2.

gestellten Achslasten und Abmessungen und aus einseitig angehängten Güterwagen der Abb. 1 zusammengesetzt ist.

2. Bei der Nachrechnung der Brücken der schmalspurigen Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen, auf welche Fahrzeuge der Bahnen des allgemeinen Verkehrs mittels Rollböcke oder Rollwagen übergehen, ist ein Lastenzug zugrunde zu legen, der aus der schwersten auf der Strecke verkehrenden Lokomotive und einseitig angehängten Güterwagen der Abb. 1 besteht. Hierbei sind die Gewichte der Rollböcke und Rollwagen den Güterwagen zuzuschlagen.

3. Bei schmalspurigen Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen ohne Rollbock- und Rollwagenbetrieb sind die Brücken nur nachzurechnen, wenn die Ergebnisse der Brückenprüfungen oder andere besondere Umstände es erfordern. In diesen Fällen ist die Nachrechnung nach den auf der Strecke wirklich verkehrenden Lasten vorzunehmen.

B. Neue und zu erneuernde Brücken:

1. Die Brücken der vollspurigen Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen, auf welche Fahrzeuge der Bahnen des allgemeinen Verkehrs übergehen, sind nach dem vollständigen Lastenzug *G* der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (vergl. BE der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Ausgabe 1925, S. 17) zu entwerfen. Bei Bahnen von geringerer Verkehrsbedeutung behalte ich mir nach Antrag durch die zuständige eisenbahntechnische Aufsichtsbehörde Erleichterungen vor.

2. Bei den schmalspurigen Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen, auf welche Fahrzeuge der Bahnen des allgemeinen Verkehrs mittels Rollböcke oder Rollwagen übergehen, ist für die Berechnung der Brücken ein Lastenzug wie bei A, 2 zugrunde zu legen.

3. Die Berechnung der Brücken der schmalspurigen Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen ohne Rollbock- oder Rollwagenbetrieb ist nach den auf der Bahn vorkommenden größten Verkehrslasten vorzunehmen.

Bemerkungen:

Als Stoßziffern sind bis auf weiteres die in den BE, S. 18, festgesetzten Zahlenwerte einzusetzen. Die Schweißung der Schienenstöße auf Brücken und die Anwendung der dafür vorgesehenen ermäßigten Stoßziffern ist zu empfehlen. Außerdem wird auf die für das Nachrechnen vorhandener Brücken gegebenen erleichternden Bestimmungen auf S. 50 ff. der BE hingewiesen.

Bei Gleiserneuerungen und Neubauten ist eine Oberbauform zu verwenden, welche den Beanspruchungen der auf der Strecke befindlichen Brücken entspricht.

Ich ersuche, die Verwaltungen der Kleinbahnen und die Anschlußinhaber im vorstehenden Sinne zu verständigen und die hiernach vorzunehmenden Nachrechnungsarbeiten zu überwachen. Über das Ergebnis ersuche ich bis spätestens zum 31. Dezember 1927 zu berichten.

Deutscher Baupolizeitag. In der unter dem Vorsitze des Stadtrats Dr.-Ing. Küster, Görlitz, am 1. September 1926 in Danzig stattgefundenen 9. Tagung der Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands sprach zunächst Baupolizeidirektor Gerlach, Leipzig, über „Die Novelle zum sächsischen Baugesetz". Schon das sächsische Baugesetz vom 1. Juli 1900 enthält Bestimmungen städtebaulicher Art über Verunstaltungen, rückwärtige Baulinien, Beschränkung von Hinterlandbebauung usw. Selbst der Gedanke des Flächenaufteilungsplanes ist darin schon enthalten. Nunmehr liegt eine Novelle zum sächsischen Baugesetz vor, die eine Parallele zum Entwurfe des preußischen Städtebaugesetzes darstellt. In dieser wird der Gedanke des Flächenaufteilungsplanes weiter entwickelt. Die beiden Gesetzentwürfe wurden einem Vergleich unterzogen, und der Redner schlug vor, sie zu einer Einheit zu verschmelzen und so die Grundlage für ein Reichsbaugesetz zu schaffen.

Im Anschluß daran berichteten Magistratsoberbaurat Berger, Breslau, und Baurat Schwartz, Königsberg, über den neuesten, abgeänderten Entwurf des preußischen Städtebaugesetzes vom 11. Juni 1926. Es wurde mitgeteilt, daß die im Vorjahre geäußerten Wünsche der Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten teilweise berücksichtigt worden sind. Zum Erstaunen der Versammlung wurde festgestellt, daß vor der Aufstellung dieses Entwurfs zwar Vertreter des Haus- und Grundbesitzes gehört worden sind, nicht aber die für baupolizeiliche Fragen zuständigen sachverständigen Vertreter unserer Vereinigung. Der Vorstand der Vereinigung wird dem Staatsrat, dem der abgeänderte Gesetzentwurf zurzeit vorliegt, Anträge unterbreiten, die den Gedankengängen der Berichte entsprechen.

Stadtbaurat Marggraf, Köln, sprach über die preußische Polizeiverordnung über den Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen. Die Bestimmungen der Verordnung entsprechen im wesentlichen den Gedanken, die bereits in früheren Verordnungen festgelegt sind, und fassen sie zu einem einheitlichen Ganzen zusammen.

Der darauf folgende Vortrag des Oberbaurats Dr.-Ing. Otto, Stuttgart, über Städtebau und Baupolizei enthielt künstlerische Anregungen im Hinblick auf die besonderen Verhältnisse Stuttgarts. In der Aussprache gab man allgemein der Überzeugung Ausdruck, daß an die Spitze der Baupolizei ein städtebaulich befähigter, künstlerisch eingestellter und verwaltungstechnisch erfahrener Beamter gestellt werden müsse, der die Gedanken des Bebauungsplanes in die Wirklichkeit umzusetzen in der Lage ist. Es sei nicht Aufgabe der Stadterweiterungsämter, in jedem Einzelfalle einzugreifen; es genüge, wenn die Grundgedanken des Bebauungsplanes in den Bauvorschriften festgelegt werden; die Überwachung der sinngemäßen Ausführung aber sei den Baupolizeiorganen zu überlassen, die durch den ständigen unmittelbaren Verkehr mit den Bauenden am ehesten in der Lage sind, die städtebaulichen Gedanken zu verwirklichen.

Dem Berichte des Stadtbaurats Labes, Cassel, über die Stellung der Baupolizei innerhalb der Gemeindeverwaltungen der deutschen Länder lag eine Umfrage bei den wichtigsten deutschen Städten zugrunde. Als erfreuliches Ergebnis wurde festgestellt, daß an die Spitze der Baupolizeiverwaltungen der meisten preußischen Groß- und Mittelstädte immer mehr technisch vorgebildete Oberbeamte rücken — ein Zeichen dafür, daß die Notwendigkeit der Leitung der Baupolizei durch einen Techniker nicht mehr bestritten wird.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, veranstaltete am 1. September eine Besichtigung der Baustelle des von der Siemens-Bauunion gebauten Tunnels unter dem Landwehrkanal für die neue Strecke der A. E. G. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Regierungsbaumeister Sieling der Nordsüdbahn A. G. und Oberingenieur Bautze der Siemens-Bauunion unterrichteten die Teilnehmer an Hand von Lageplänen und Schaubildern über den Umfang und die Besonderheiten der Ausführung, bei der einmal die Schwierigkeiten der Kreuzung eines Wasserlaufes durch einen Tunnel innerhalb des Weichbildes der Stadt zu überwinden waren und für die zweitens eine Bauzeit von nur 5 Monaten eingehalten werden mußte.

Im Verlauf der eigentlichen Besichtigung fiel die Anfuhr der Rohstoffe und die Aufbereitung des Betons auf. Letztere mußte unmittelbar aus dem Kahn geschehen, da ein genügender Platz für die Sand- und Kieslagerung nicht zur Verfügung stand. Besonderes Interesse erregte die in der Abbildung deutlich sichtbare Heberleitung: Zum ersten Male ist hier ein ganzer Flußlauf durch eine solche Heberleitung über eine ihn absperrende Baustelle hinübergeführt, während man bisher dafür auf die Herstellung von Holzrinnen oder behelfsmäßiger Brückenkanäle angewiesen war. Die Anlage hat sich gut bewährt.

Die Arbeiten waren so weit gefördert, daß die am 15. September abgelaufene Frist nicht nur innegehalten werden konnte, sondern nicht einmal voll ausgenutzt wurde. Das Ziehen der eisernen Spundwände (Bauart Larssen) hatte bereits begonnen, ebenso der Abbau der Heberleitung. Nach dessen Vollendung werden der Landwehrkanal wieder dem Betrieb übergeben und die ferneren Arbeiten für Los XV sowie die anschließenden Strecken fortgesetzt werden können. Ki.

Deutscher Architekten- und Ingenieurtag in Dresden. Der Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine hat auf seiner 51. Tagung in Dresden u. a. folgende Entschlüsse gefaßt: Die Versammlung erinnert die Reichsregierung an folgenden Beschluß des Reichskabinetts vom Jahre 1924: „Das Reichsverkehrsministerium wird als ein besonderes technisches Ministerium erhalten bleiben", sowie an die 1925 vom Reichstag einstimmig angenommenen Anträge, daß die Reichsbauverwaltung und die technischen Verwaltungen der Ministerien dem Reichsverkehrsministerium als technischem Ministerium angegliedert werden sollen. Der Architekten- und Ingenieurtag fordert daher dringend gelegentlich der demnächstigen großen Verwaltungsreform die Begründung eines Reichsministeriums für Verkehr und Technik unter Zusammenfassung aller technischen Arbeitsgebiete.

Ferner tritt er für die beschleunigte Verschmelzung der heute stark zersplitterten technischen Arbeitsgebiete in den Ländern, insbesondere in Preußen, unter einheitlicher technischer Leitung ein.

Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag nimmt zur Kenntnis, daß das Reichskabinett die Wahl des vom Verwaltungsrat der Reichsbahn zum Generaldirektor ernannten Dr.-Ing. ehr. Dorpmüller noch nicht bestätigt hat. Er betrachtet die Besetzung dieses Postens mit einem bewährten, technisch vorgebildeten Fachmann für eine dringende Notwendigkeit. Er fordert die Ausschaltung politischer Gesichtspunkte bei dieser Stellenbesetzung und erwartet die baldige Bestätigung der Wahl Dr. Dorpmüllers.

Schaffung von wissenschaftlichen und praktischen Straßenbauforschungsstellen. Das Preußische Kultusministerium hatte eine Besprechung dieser Angelegenheit am 26. August d. J. veranstaltet.

Der Vorsitzende der Besprechung, Ministerialrat Dr. von Rottenburg, hob die große Bedeutung der Angelegenheit hervor. Sowohl die Landstraßen wie auch die städtischen Straßen — auf beide müsse sich die Forschung erstrecken — seien zumeist dem gesteigerten Kraftwagenverkehr nicht gewachsen, für einen solchen Verkehr auch gar nicht gebaut, ganz abgesehen von der Vernachlässigung der Unterhaltung während der Kriegs- und Nachkriegsjahre. Die Frage sei besonders dringlich, weil der Straßenbau, bei dem die Arbeitslöhne eine verhältnismäßig große Rolle spielen, in dem Programm der produktiven Erwerbslosenfürsorge voraussichtlich in vorderer Linie stehen werde.

Nachdem durch den Vorsitzenden der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Brix, die Aufgaben einer derartigen Forschungsstelle dahin festgestellt worden waren,

1. die Untersuchungsmethoden für das Straßenbaumaterial zu verbessern,
2. die zweckmäßigsten Straßenbaukonstruktionen zu ermitteln,
3. die mechanischen und maschinellen Methoden des Straßenbaues zu vervollkommnen,

wurde von sämtlichen Teilnehmern an der Besprechung die Bedürfnisfrage für solche Forschungsstellen bejaht. Man hielt es ferner für zweckmäßig, die Forschungsarbeiten zu dezentralisieren und dort auszubauen, wo bereits Ansätze vorhanden seien, in erster Linie also an den straßenbautechnischen Laboratorien der Technischen Hochschulen in Zusammenarbeit mit den Materialprüfungsämtern. Die Arbeiten der einzelnen Forschungsstellen seien jedoch unbedingt in einer „Dachformation" zusammenzufassen, der die Vereinheitlichung der Prüfungsmethoden, die Zuteilung des Aufgabenkreises, sowie die Sammlung der Lösungen und ihre Veröffentlichung und endlich eine enge Fühlungnahme mit den maßgebenden Behörden als Aufgabe zufällt. Am geeignetsten für eine derartige Zentralstelle erscheint die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, da in ihr sämtliche Straßenbau-Interessenten, straßenbau- und unterhaltungspflichtige Verbände, Wirtschaft und Wissenschaft vertreten sind. Die Finanzierung müsse den straßenbaupflichtigen Verwaltungskörperschaften, denen in erster Linie der Nutzen aus der beabsichtigten Forschungsarbeit zufließt, unter angemessener staatlicher Beihilfe überantwortet werden.

In der Vorstandssitzung der Studiengesellschaft am 30. August d. J. berichtete Geheimrat Otzen, der ebenfalls als Vertreter der Studiengesellschaft an der Besprechung im Kultusministerium teilgenommen hatte, über den Verlauf der Besprechung. In der Aussprache wurde allseitig die Wichtigkeit und Zweckmäßigkeit eines solchen Forschungsinstitutes zum Ausdruck gebracht, und der Vorstand beschloß, im Rahmen der Studiengesellschaft einen in engen Grenzen zu haltenden „Ausschuß für wissenschaftliche und praktische Straßenbauforschung" einzusetzen. Gelegentlich der am 4. Oktober stattfindenden Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in Wiesbaden[1]) wird Geheimrat Otzen, der die Bildung dieses Ausschusses übernommen hat, über die vorläufige Besetzung des Ausschusses, seine Zwecke und Ziele sowie das vorläufige Arbeitsprogramm Bericht erstatten. Auch der Vorstand der Studiengesellschaft hält es für erwünscht, daß die Forschungsarbeiten an mehreren über das Reich verteilten Forschungsstellen geleistet werden, um zusammengefaßt zu werden von der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau als geistigem Mittelpunkt. Als Forschungsstellen sind vorläufig in Aussicht genommen die Technischen Hochschulen: Hannover (Geheimrat Otzen), Berlin (Dr. Schenck), Stuttgart (Prof. Dr.-Ing. Neumann), Karlsruhe (Prof. Hoepfner) und Darmstadt (Prof. Steuer).

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 42, S. 632.

Eine bemerkenswerte Seilspannvorrichtung. Im südlichen Norwegen, in der Landschaft Telemarken, sind zurzeit zwei große Wasserkraftwerke, Nore I und II, die nach Vollendung rd. 250 000 PS liefern werden, im Bau. Zur Förderung von Arbeitern und Material von der Talsohle, auf der das Krafthaus stehen wird, nach der zwar in der Nähe, aber rd. 350 m höher gelegenen Wasserentnahmestelle am Tunhövdsee ist eine meterspurige, zum Teil sehr steile Seilstandbahn eingerichtet. Da der gesamte Untergrund aus festem Fels besteht, so hat man unter Wegsprengung von einzelnen Felsvorsprüngen die Bahn der natürlichen Form des Gebirges angepaßt, was eine Trasse von nach unten konkaver Form ergibt (Abb. 1). Um ein Abheben des Seiles während der Fahrt des Wagens an den Punkten *c* und *d* zu verhindern, ist in diesen Punkten die in Abb. 2 dargestellte Spannvorrichtung aufgestellt. Sie besteht aus einem eisernen Bockgerüst, auf dessen oberes Lager sich ein zweiarmiger Hebel stützt. Dieser trägt an einem Ende eine Rolle, am anderen ein Gegengewicht aus Beton. Während der Fahrt des Wagens von *a* nach *c* halten die Rollen in *c* und *d* das Seil gespannt. Ist der Wagen vor *c* angekommen, so muß der aufsichtführende Arbeiter absteigen, er klemmt den Wagen an einer am Boden befindlichen Haltevorrichtung fest und dreht dann den Hebel der Spannvorrichtung in seine entgegengesetzte Lage, so daß der Wagen vorbeifahren kann. Nach Durchfahrt des Wagens schlägt er den Hebel zurück. Der Vorgang wiederholt sich bei *d*. Auf ein selbsttätiges Abheben des Spannhebels hat man, wohl zur Erhöhung der Sicherheit, verzichtet. Reg.-Baumeister Ramge.

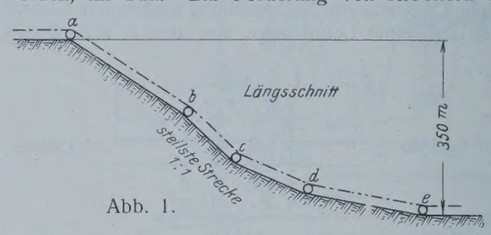


Abb. 1.

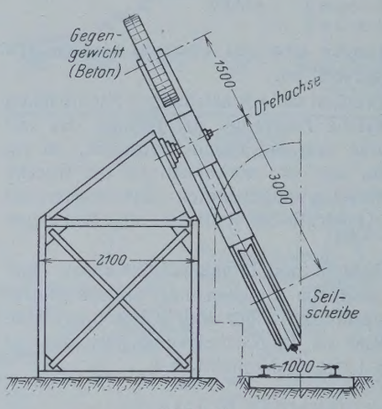
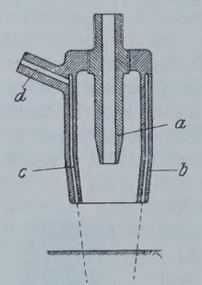


Abb. 2.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Auftragen von Baustoffen oder Schutzmassen auf unter Wasser liegende Gegenstände (Kl. 84c, Nr. 427643 vom 3. 12. 1922 von Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- u. Hütten-Akt.-Ges. in Dortmund). Zur Ausübung des Verfahrens werden ein oder mehrere Teile des unter Wasser liegenden Gegenstandes durch ein Druckgas wasserfrei gemacht und hiergegen Baustoffe, Schutz- oder Reinigungsmassen innerhalb des wasserfreien Raumes geschleudert. Die Vorrichtung zur Ausübung des Verfahrens besteht aus einer Düse *a* zur Zuführung der Baustoffe oder Schutzmassen; das vordere Ende der Düse ist von einer Glocke *b* umgeben, in die das Druckgas eingeführt wird und die in ihrer Wandung einen hohlen, am vorderen Ende offenen Ringraum *c* aufweist; der Ringraum ist mit einem Anschlußstutzen *d* verbunden, durch den Preßluft eingeführt wird. Die Vorrichtung wird in einen Abstand zur Wand *m* gebracht, darauf läßt man durch den Stutzen *d* Preßluft in den Ringraum *c* treten und leitet den austretenden ringförmigen Preßluftstrahl gegen die Fläche *m*.



Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat (W.) Ortmann ist von Hitzacker a. d. Elbe an die Wasserstraßendirektion in Hannover, der Regierungsbaurat (W.) Bruger von Norden nach Hitzacker a. d. Elbe als Vorstand des Wasserbauamts versetzt worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Knauth beim Wasserbauamt in Glogau ist als Regierungsbaurat planmäßig angestellt worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Arnold Hirsch ist in den Staatsdienst übernommen und dem Wasserbauamt in Verden überwiesen worden.

INHALT: Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren. — Die Vorarbeiten für Talsperren im Quellgebiete der Weser und ihre Ergebnisse. — Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. (Fortsetzung.) — Der Bau der Hetch-Hetchy-Wasserleitung für San Francisco. — Vermischtes: Erlaß des preußischen Handelsministers über Berechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen. — Deutscher Baupolizeitag. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Deutscher Architekten- und Ingenieurtag in Dresden. — Schaffung von wissenschaftlichen und praktischen Straßenbauforschungsstellen. — Bemerkenswerte Seilspannvorrichtung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 8. Oktober 1926. — Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues.

Von Dr.-Ing. **Heinrich Leitz**, München.

Die Platte einer Betonstraße unterliegt einer so großen Anzahl von Einflüssen verschiedener Art und von stark schwankender Größe, wie Temperatur, Feuchtigkeit, Ungleichmäßigkeit des Untergrundes, Schwinden des Betons u. a., daß der Spannungsberechnung vielleicht eine verhältnismäßig geringere Bedeutung zukommt als bei Tragwerken. Im Hinblick darauf jedoch, daß man für die Beurteilung der inneren Kräfte fast gar keine Anhaltspunkte zur Hand hat, und mit Rücksicht auf die hohen Kapitalien, die der Betonstraßenbau benötigt, dürfte doch eine Diskussion der Verhältnisse auf Grund der üblichen Theorie von Bauwerken auf elastischer Unterlage gerechtfertigt sein. Es liegt ihr zugrunde die alte Winklersche Annahme $p = Cy$, deren Mängel genügend bekannt sind, die aber doch eine erste Stufe der Annäherung darstellen dürften. Über die Ableitung der Ergebnisse ist in der Schlußanmerkung das Notwendige gesagt; ihre ausführliche Darstellung mußte wegen Raummangels unterbleiben.

Allgemeines. Infolge der geringen Zugfestigkeit des Betons sind die Grenzen der zulässigen Spannungen in der Hauptsache durch jene bestimmt, und selbst bei bewehrten Platten wird man verlangen müssen, daß eine Rissebildung unter den Gebrauchslasten unbedingt ausgeschlossen ist; der zu betrachtende Spannungszustand der Platte wird sich daher immer im sogenannten Stadium I bewegen und auch für die bewehrten Platten mit hinreichender Genauigkeit durch die Elastizitätstheorie isotroper Körper beschrieben werden.

Für das Verhalten der Platte ist charakteristisch die Größe $l = \sqrt[4]{\frac{Ei}{(1-\nu^2)C}}$; hierbei ist E das Elastizitätsmaß des Betons, der für die in Frage kommende Betonmischung von etwa 1:5 und in dem genannten Spannungsgebiet etwa zu 180 000 kg/cm² angenommen werden darf. Das Trägheitsmoment der Platte, $i = \frac{h^3}{12}$, nimmt bei $h = 15$ bis 20 cm an Wert 281 bezw. 667 cm³ an. ν $(= 1 : m)$ ist der Poissonsche Bruch der Querdehnung und soll gleich Null gesetzt werden, weil er an sich klein ist und der Faktor $1 - \nu^2$ angesichts der sonstigen Unsicherheiten keine Bedeutung hat; C ist die Bodenziffer, die in den Grenzen von 4 bis 64 kg/cm³ angenommen werden soll.

Dementsprechend nimmt die Länge l = „Steifigkeitslänge" folgende Werte an (Abb. 8):

1. Bodenziffer

	$C =$ 4	16	32	64	128 kg/cm³
für Plattenhöhe $h = 10$ cm : $l =$	43,9	31,1	26,1	22,0	18,4 cm
$h = 15$ cm : $l =$	59,5	42,2	35,3	29,8	25,0 cm
$h = 20$ cm : $l =$	73,8	52,2	43,9	36,9	31,1 cm.

l wächst mit der Steifigkeit der Platte und nimmt ab mit der Steifigkeit des Untergrundes.

Einsenkungen und Bodenpressungen: Wird eine solche Platte in hinreichender Entfernung von den Rändern durch eine Einzellast P belastet, so entsteht unter der Last ein Bodendruck von der Größe $\frac{P}{8\,l^2}$, der für $P = 1$ t und $h = 15$ cm bei $C = 4$ bezw. 31 die Werte von 0,035 bezw. 0,100 kg/cm² annimmt. Der weitere Verlauf des Bodendrucks ist aus Abb. 1 und Tabelle 5 ersichtlich; er nimmt mit wachsender Entfernung von der Lastangriffstelle ab, und wird Null in der Entfernung 3,86 l, d. h. 2,30 bezw. 1,37 m im eben genannten Beispiel, eine Entfernung, die um so größer ist, je größer die Steifigkeit der Platte im Verhältnis zum Untergrunde. Jenseits dieser Entfernung hebt sich die Platte ab, das Abheben erreicht in etwa 5 l (= 3,0 bezw. 1,77 m) ein Maximum mit einem negativen Bodendruck von $0{,}0018\,\frac{P}{l^2}$.

Die Drücke werden kleiner, wenn die Last sich auf eine Fläche verteilt, wie aus Abb. 2 und Tabelle 2 zu ersehen ist. Als Belastungsfläche kann wohl die eingeführt werden, die sich ergibt, wenn man den Druck von der wirklichen Berührungsfläche der Last unter 45° sich bis zur Mitte der Plattenstärke ausbreiten läßt.

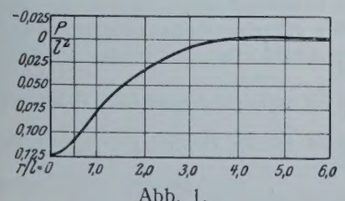


Abb. 1.

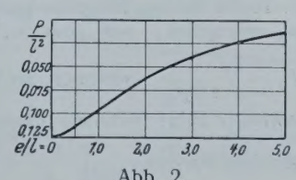


Abb. 2.

2. Tabelle: Bodenpressung p'' unter Lastmitte bei gleichmäßiger Verteilung der Last auf die Fläche $e^2\pi$

$e/l =$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	5,0
$p'' =$	0,125	0,124	0,118	0,112	0,105	0,097	0,063	$0{,}014\,\frac{P}{l^2}$.

Erheblich größere Werte erreichen die Bodenpressungen, wenn die Last auf dem Rande der Platte oder auf einer Plattenecke steht, wie es beim Fahren über die Fugen der Betonstraßen vorkommt. Steht die Last P am Rande einer Betonplatte, so ergeben sich aus der Lösung 2 $(z - v)$ (siehe Anmerkung am Schlußkapitel) die Bodenpressungen p'' zu:

3. Entfernung vom Angriffspunkte 0,0 l 1,0 l 2,0 l 5,0 l

Längs des freien Randes $p'' = 0{,}408$ 0,280 0,148 $-0{,}0176\,\frac{P}{l^2}$

Senkrecht zum Rande . . $p'' = 0{,}408$ 0,142 0,037 $-0{,}006\,\frac{P}{l^2}$,

wie sie in Abb. 3 dargestellt sind. Der Bodendruck unter der Last wächst auf das 3,27-fache an, d. h. für 1 t in unserem Beispiel auf 0,114 und 0,328 kg/cm², die aufwärtshebende Kraft in 5 l Entfernung beträgt etwa 0,005 kg/cm² bezw. 0,014 kg/cm².

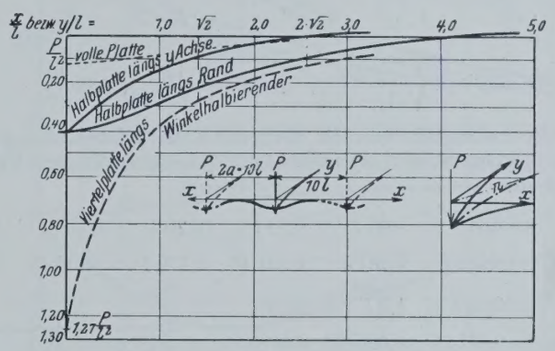


Abb. 3.

Für eine auf einer rechtwinkligen Ecke stehende Last P ist die Druckverteilung in der Winkelhalbierenden

4. Entfernungen vom Angriffspunkte:

	0,0 l	1,4 l	2,8 l	7,0 l
Bodenpressung:	1,272	0,268	0,136	$0{,}044\,\frac{P}{l^2}$,

d. h. unter der Last wird der Bodendruck das rd. 10-fache des Betrages, wie wenn die Last im Innern einer großen Platte steht. Für $h = 15$ cm und $C = 4$ bezw. 32 werden die Drücke für 1 t Last: 0,36 bezw. 1,00 kg/cm², Beträge für den höchsten zulässigen Raddruck von 3 t einen Gesamtdruck von 1,08 und 3,00 kg/cm² ergeben. Die Grenzen für $h = 20$ cm und $C = 4$, sowie $h = 10$ cm und $C = 64$ sind für $P = 3$ t, in diesem Falle 0,70 und 7,9 kg/cm²; die Einsenkung in cm errechnet sich jeweils als Bodendruck dividiert durch C.

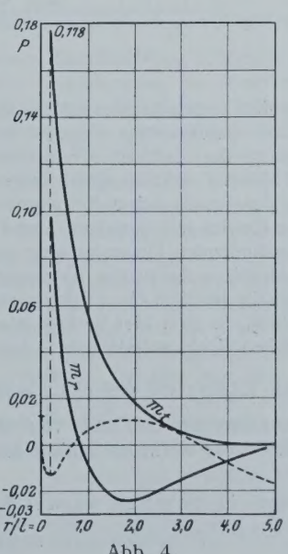


Abb. 4.

Kritisch ist zu diesen Werten zu bemerken, daß infolge der Nichtberücksichtigung der von den Schubspannungen herrührenden weiteren Einsenkung zu obigen Werten ein Zuschlag zu machen wäre; für die Halb- und Viertelplatte wird dieser Zuschlag reichlich aufgewogen dadurch, daß das an die freien

Kanten anstoßende Erdreich eine in dem Elastizitätsgesetz des Bodens $p = Cy$ nicht zum Ausdruck kommende Mitwirkung ausübt, die um so bedeutender ist, je fester der Boden ist.

Biegungsmomente und Scherkräfte: Die sich aus der Belastung durch eine Einzellast P ergebenden Biegungsmomente $= m_r$ in radialer Richtung, m_t quer dazu (Ringmoment) sowie die Querkraft sind aus Tabelle 5 und Abb. 4 ersichtlich; in der Nähe der Angriffstelle streben sie unendlichen Werten zu, d. h. es muß für diese Stellen die Größe der Lastfläche in Betracht gezogen werden, da es eine in einem Punkte vereinigte Last in Wirklichkeit nicht gibt.

5. Tabelle für volle Platte mit Einzellast:

$\frac{r}{l}$	Bodendruck p''	Querkraft q	Momentensumme m_{00}	Biegungsmomente m_r	m_t	Winkel α
0,0	— 0,1250	∞	∞	∞	∞	0
0,2	— 0,1207	0,7830	0,2758	0,0983	0,1775	— 0,0355
0,4	— 0,1120	0,3745	0,1691	0,0460	0,1231	— 0,04925
0,6	— 0,1014	0,2317	0,1103	0,0179	0,0925	— 0,0555
0,8	— 0,0902	0,1570	0,0721	0,0007	0,0714	— 0,0571
1,0	— 0,0788	0,1106	0,0456	— 0,0105	0,0561	— 0,0561
1,2	— 0,0678	—	0,0269	— 0,0174	0,0443	— 0,0532
1,4	— 0,0576	0,0559	0,0135	— 0,0218	0,0352	— 0,0493
1,6	— 0,0482	—	0,00415	— 0,02375	0,0279	— 0,0447
2,0	— 0,0322	0,0170	— 0,00663	— 0,0241	0,0175	— 0,0349
2,4	— 0,0201	0,00473	— 0,01072	— 0,0215	0,0108	— 0,0258
3,0	— 0,00814	— 0,00342	— 0,01067	— 0,0155	0,0049	— 0,0146
3,86	0	—	—	—	—	—
4,0	+ 0,00035	— 0,00501	— 0,00576	— 0,0068	0,0010	— 0,0038
5,0	+ 0,00178	— 0,00273	— 0,00183	— 0,0020	—	+ 0,00013
6,0	+ 0,00115	— 0,00090	— 0,00010	—	— 0,0001	+ 0,00083
7,0	+ 0,00043	—	—	—	—	—
8,32	0	— 0,00012	—	—	—	—
	$\cdot \frac{P}{l^2}$	$\cdot \frac{P}{l}$	$\cdot P$	$\cdot P$	$\cdot P$	$\cdot \frac{Pl}{N}$

wo $l = \sqrt[4]{\frac{Ei}{(1-\nu^2)C}}$ und $N = \frac{Ei}{1-\nu^2}$, $i = \frac{h^3}{12}$.

Ist die Lastangriffsfläche ein Kreis mit dem Halbmesser e, so ergibt sich das Biegungsmoment m_c unter Lastmitte bei gleichförmiger Verteilung der Last zu:

6. $\frac{e}{l} = 0{,}01\ l$ $0{,}05\ l$ $0{,}10\ l$ $0{,}20\ l$ $0{,}40\ l$ $0{,}60\ l$

$m_c = 0{,}415\ P$ $0{,}287\ P$ $0{,}232\ P$ $0{,}178\ P$ $0{,}123\ P$ $0{,}0925\ P$

$\frac{e}{l} = 0{,}80\ l$ $1{,}0\ l$ $2{,}0\ l$

$m_c = 0{,}0714\ P$ $0{,}0561\ P$ $0{,}0175\ P$

wie in Abb. 5 in logarithmischem Maßstabe dargestellt.

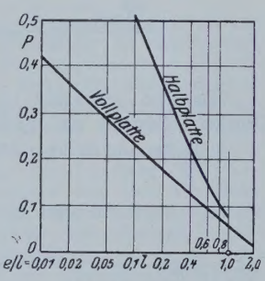


Abb. 5.

Für kleine Werte etwa bis $e = 0{,}6\ l$ gilt die Gleichung

$$m_c = \left(0{,}616 - \ln\frac{e}{l}\right)\frac{P}{4\pi}.$$

Bei einer Verteilung der Lastpressungen nach einem Paraboloid wird der Lastdruck in der Mitte gleich dem Doppelten des durchschnittlichen, und die Momente nehmen für kleine e um den Betrag $0{,}020\ P$ zu. Die Angriffsflächen der Lasten sind nun nicht immer Kreise; für gummibereifte Kraftfahrzeuge sind sie nach Schaar ellipsenartige Figuren mit einem Seitenverhältnis 3 : 1. Eine Abschätzung der dadurch verursachten Abweichung ergab, daß in diesem Falle das Moment in Richtung der langen Achse etwa 12% kleiner, das in Richtung der kurzen Achse 12% größer wurde als das Moment des flächengleichen Kreises mit derselben Last P; ich glaube jedoch, daß nach der meist stattfindenden Überschreitung der strengen Geltungsgrenze des Hookeschen Gesetzes die beiden Werte sich an den Mittelwert angleichen werden, und halte bei dem Genauigkeitsgrad der ganzen Rechnung es technisch für richtig, in dem hier vorliegenden Fall als Belastungsfläche einen flächengleichen Kreis anzunehmen; dann ist $e = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$, wo F die Belastungsfläche; als letztere soll diejenige Fläche eingeführt werden, die man erhält, wenn man die Last sich von der Berührungsfläche aus unter 45° bis zur Höhe der neutralen Schicht ausbreiten läßt.

Für die Berechnung der Schubspannungen ist zu setzen, wenn u der Umfang der Berührungsfläche, $\tau = {}^3/_2 \frac{P}{u\,h}$, wo h = Plattenhöhe; nun weicht in der Nähe der Lastangriffstelle die Verteilung der Schubspannungen wohl von der üblichen Parabel ab, eine gleichförmige Verteilung der Schubspannungen ergäbe als günstigste Annahme $\tau = \frac{P}{u\,h}$, dies dürfte jedoch zu günstig sein, so daß wir bei der üblichen Errechnung der Schubspannungen bleiben wollen.

Steht die ganze Last P auf dem Rande einer Platte, der längs der X-Achse verlaufen soll, so wird der Randstreifen durch Biegungsmomente m_x gebogen von der Größe

7. $x = 0{,}1\ l$ $0{,}2\ l$ $0{,}5\ l$ $1{,}0\ l$ $2{,}0\ l$ $5{,}0\ l$

$m_x = 0{,}425\ P$ $0{,}277\ P$ $0{,}0996\ P$ $-0{,}0184\ P$ $-0{,}064\ P$ $-0{,}015\ P$

Für weiter innen liegende Streifen nehmen diese Momente ab; sie betragen auf der durch den Lastangriffspunkt senkrecht zum Rande verlaufenden Y-Achse:

8. $y = 0$ $0{,}2\ l$ $0{,}4\ l$ $1{,}0\ l$ $2{,}0\ l$ $5{,}0\ l$

$m_x = 0$ $+ 0{,}400\ P$ $0{,}258\ P$ $10{,}04\ P$ $0{,}026\ P$ $0{,}0006\ P$.

Das Biegungsmoment, durch das die Y-Achse gebogen wird, ist am Rande Null und steigt unter der Last rasch an nach folgender Tabelle:

9. $y = 0$ $0{,}2\ l$ $0{,}4\ l$ $1{,}0\ l$ $2{,}0\ l$ $5{,}0\ l$

$m_y = 0$ $-0{,}126\ P$ $-0{,}134\ P$ $-0{,}133\ P$ $-0{,}081\ P$ $-0{,}005\ P$.

Diese Zahlen sind in Abb. 6 dargestellt.

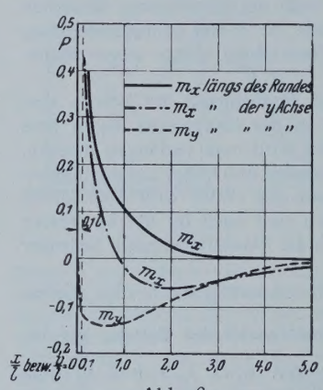


Abb. 6.

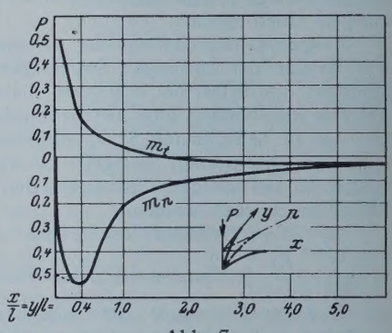


Abb. 7.

Verteilt sich die Last P auf eine Fläche $e^2\pi$, so erhalten wir für das Biegungsmoment m_x des Randstreifens unter Lastmitte:

10. e : $0{,}1\ l$ $0{,}2\ l$ $0{,}4\ l$ $0{,}6\ l$ $1{,}0\ l$

$m_x = 0{,}510\ P$ $0{,}365\ P$ $0{,}227\ P$ $0{,}155\ P$ $0{,}082\ P$ oder das

2,20 2,05 1,84 1,68 1,46-fache des Moments bei der vollen Platte. Für das Moment m_y dürften bei kleinen e nennenswerte Änderungen des Höchstwertes nicht stattfinden.

Für eine Viertelplatte mit Einzellast P in der Ecke erhält man die folgenden Näherungswerte der Momente in der Winkelhalbierenden, wobei m_t das Moment quer zu n bedeutet (Abb. 7).

11. $x = y =$ 0,0 $0{,}2\ l$ $0{,}4\ l$ $0{,}6\ l$

$m_n = 0\,(-0{,}5)\ P$ $(-0{,}48)\ P$ $-0{,}536\ P$ $-0{,}428\ P$

$m_t = 0\,(+0{,}5)\ P$ $+0{,}360\ P$ $+0{,}174\ P$

$x = y =$ $0{,}8\ l$ $1{,}0\ l$ $2{,}0\ l$ $5{,}0\ l$

$m_n =$ $-0{,}296\ P$ $-0{,}198\ P$ $-0{,}100\ P$ $-0{,}024\ P$

$m_t =$ $+0{,}023\ P$ $-0{,}005\ P$ $-0{,}024\ P$.

Ist die Last auf eine Fläche F verteilt, so kann als obere Grenze für das Moment m_n etwa der in obiger Tabelle für $x = y = e = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$ eintretende Wert gesetzt werden. Diese Werte sind annähernde Werte, aus denen hervorgeht, daß in der Nähe der Ecke mit einem größten Moment von $-0{,}54\ P$ zu rechnen ist, das auch bei verteilter Last bis $e = 0{,}4\ l$ als gültig angenommen werden darf.

Für die Auswertung dieser Beziehungen ist die Größe der Lastangriffsfläche von großer Bedeutung. Sie läßt sich abschätzen aus den Angaben über den Zusammenhang zwischen Raddruck P und mittlerer Pressung p_m. In dem genannten Büchlein von Dr.-Ing. W. Schaar, Die Beanspruchung der Straßen durch die Kraftfahrzeuge, Zementverlag 1925, S. 15, ist für das Vollgummiprofil 970 × 160 eine Kurve zwischen P und p_m angegeben, aus dem sich die Größe der Berührungsfläche zu $F_0 = \sqrt{\frac{P}{1{,}2\,p_m}}$ errechnet; der Faktor 1,2 soll den dynamischen Einflüssen normaler Fahrt Rechnung tragen; damit ist der Halbmesser des inhaltgleichen Kreises $e_0 = \sqrt{\frac{F_0}{\pi}} = \sqrt{\frac{P}{1{,}2\,\pi\,p_m}}$, und der in der Formel

für e einzusetzende Wert, $e = e_0 + \frac{h}{2}$. Es ist ferner zu beachten, daß die größte Pressung bei diesen Reifen zu 1,7 p_m gefunden wurde. Bei Luftreifen darf mit einer gleichförmigen Verteilung der Pressung gerechnet werden; letztere hängt ab vom Innendruck p_i, in der Regel 2,5 bis 7,5 kg/cm² und der Geschwindigkeit; sie steigt von p_i bei $V = 0$ auf etwa $p = p_i\left(1 + \frac{10}{p_i}\right)$ bei $V = 50$ km/Std., schwankt also zwischen 2,5 und etwa 13 kg/cm²; es ist dann $e_0 = \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot p}}$. Die Kurven für die sich ergebenden Werte von e_0 sind in Abb. 7a zusammengestellt. Man sieht daraus, daß der Vollgummireifen die kleinsten Berührungsflächen hat und daß Luftreifen mit zunehmendem Innendruck und wachsender Geschwindigkeit sich seinem Verhalten nähern. Bis zu dem höchsten zulässigen Raddruck von 3 t schwankt e_0 zwischen etwa 5,0 und 19,6 cm und demnach $e = e_0 + \frac{h}{2}$ für 10 cm starke Platten zwischen 10 und 24,6 cm, für 30 cm starke Platten zwischen 20 und 34,6 cm. Durch die Steifigkeitslänge l gemessen erhält man:

Abb. 10.

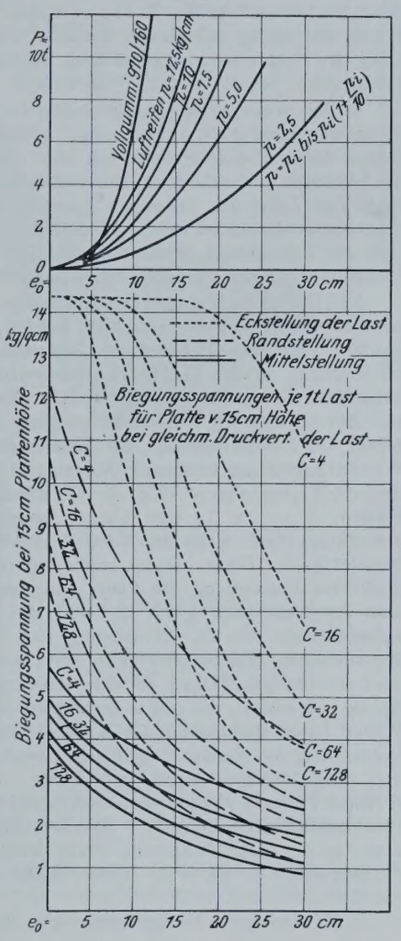


Abb. 7a.

Bodenziffer $C =$		4	16	32
$h = 10$ cm	$e = 10{,}0$ bis $24{,}6$ cm	$\frac{e}{l} = 0{,}23 - 0{,}56$	$0{,}32 - 0{,}79$	$0{,}38 - 0{,}94$
$h = 15$ „	$e = 12{,}5$ „ $27{,}1$ „	$\frac{e}{l} = 0{,}21 - 0{,}45$	$0{,}30 - 0{,}64$	$0{,}35 - 0{,}77$
$h = 30$ „	$e = 20{,}0$ „ $34{,}6$ „	$\frac{e}{l} = 0{,}20 - 0{,}35$	$0{,}28 - 0{,}49$	$0{,}33 - 0{,}58$

Bodenziffer $C =$		64	128
$h = 10$ cm	$e = 10{,}0$ bis $24{,}6$ cm	$\frac{e}{l} = 0{,}45 - 1{,}12$	$0{,}54 - 1{,}34$
$h = 15$ „	$e = 12{,}5$ „ $27{,}1$ „	$\frac{e}{l} = 0{,}42 - 0{,}91$	$0{,}50 - 1{,}08$
$h = 30$ „	$e = 20{,}0$ „ $34{,}6$ „	$\frac{e}{l} = 0{,}40 - 0{,}69$	$0{,}47 - 0{,}82$

$\frac{e}{l}$ ist demnach von der Höhe der Platte wenig abhängig, und das Biegungsmoment, dessen Wert zwischen $e = 0{,}2$ bis $0{,}7\ l$ genügend genau durch Formel 6 dargestellt wird, ist daher bei gegebenem P, e_0 und C für verschiedene Plattenhöhen wenig verschieden. In Abb. 8 ist die Steifigkeitslänge l als Funktion von C und h dargestellt, in Abb. 9 die Biegungsmomente bei Mittel-, Rand- und Eckstellung der Last als Funktion von e, wobei gleichmäßige Verteilung des Drucks über die Fläche angenommen ist. Bei Vollgummireifen ist die größte Pressung nach Schaar das 1,75-fache der mittleren, während sie bei Verteilung nach einem Paraboloïd das Doppelte sein müßte.

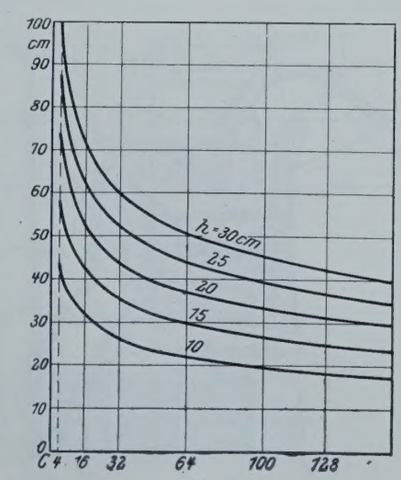


Abb. 8.

Dem letzteren Falle entspricht eine Erhöhung des Moments für Mittelstellung um 0,020 P, für jede Größe der Lastangriffsfläche; man wird daher für Vollgummireifen 0,015 P für angemessen halten dürfen, wie in Abb. 9 gestrichelt angezeichnet. Der Zuschlag für Rand- und Eckstellung dürfte schwer abzuschätzen sein und wohl kaum im selben Maße wachsen wie die Momente. Bezeichnet man die Vervielfachung der Mittelstellungsmomente mit α_r und α_e (Abb. 9), so dürfte ein Zuschlag von $\frac{\alpha_r + 1}{2}$ für Randstellung bezw. $\frac{\alpha_e + 1}{2}$ genügen.

In Abb. 10 unten sind die Biegungsspannungen für eine 15 cm hohe Platte bei den verschiedenen Stellungen der Last und wechselnden Werten von C dargestellt, und zwar für gleichmäßige Lastverteilung über die Lastfläche. Für Vollgummireifen ist ein Spannungszuschlag von $\frac{0{,}015\,P}{15^2/6} = 0{,}40$ kg/cm² für 1 t Last bei Mittelstellung, 0,60 bis 0,70 kg/cm² für Randstellung und 1,0 bis 1,2 kg/cm² für Eckstellung zu machen.

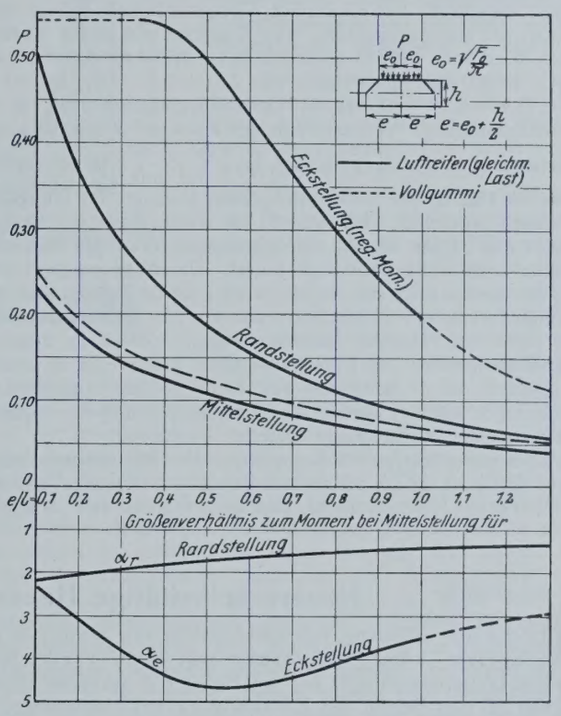


Abb. 9.

Ehe wir zu einer Feststellung der Spannungen übergehen, ist noch ein Punkt zu erwähnen, der die Ziffer C betrifft. Es muß bei der halben und Viertelplatte bei gutem Untergrunde der Erscheinung Rechnung getragen werden, daß der unbelastete Boden jenseits des Randes eine in der Rechnung nicht berücksichtigte Mitwirkung ausübt. Denkt man sich eine kreisförmige Bodenfläche gleichförmig mit p belastet, so wäre die Durchbiegung $= \frac{p}{C}$ und bliebe es nach unserer Theorie auch, wenn man einen Halbkreis der Belastung wegnehmen würde. Ersichtlich geht aber die Durchbiegung in Wirklichkeit in jedem Punkte des den übriggebliebenen Belastungshalbkreis begrenzenden Durchmessers auf die Hälfte zurück. Um diesen Mangel der Theorie einigermaßen auszugleichen, ist C für die Halbplatte bis zum Doppelten des Wertes bei der Ganzplatte zu erhöhen und bei der Viertelplatte bis zum Vierfachen.

Zur Vollständigkeit der Darstellung ist natürlich noch die Größe der rechnungsmäßigen Bruchspannung σ_b solcher Platten notwendig, als welche die aus Zugversuchen ermittelte ausscheidet. Schon bei Balkenbruchversuchen ist die rechnerische Biegungszugfestigkeit nach Mörsch und anderen Forschern gleich dem Doppelten derjenigen aus dem gewöhnlichen Zugversuch; wie aus den amerikanischen Berichten hervorgeht, wird bei diesen Straßenbefestigungen ein mit besonderer Sorgfalt hergestellter Beton verwendet, für den aus dem Zugversuch vielleicht eine Festigkeit von 15 bis 17 kg/cm² erwartet werden darf, der demnach wohl eine rechnerische Biegungsfestigkeit von 30 bis 35 kg/cm² zuläßt, eine Grenze, die durch Biegungsversuche noch genau festzustellen wäre.

Für einen gut gewalzten Untergrund sei für Mittelstellung der Last C zu 16, für Randstellung zu 32 und für Eckstellung zu 64 angenommen. Für Vollgummireifen wird dann $e_0 = 7{,}5$ cm. Die Biegungsspannungen für 1 t Last sind für die verschiedenen Stellungen bei 15 cm Plattenhöhe

3,5 — 5,8 — 13,5 kg/cm², die Ungleichförmigkeitszuschläge 0,4 — 0,56 — 1,1 kg/cm², so daß die Gesamtbiegungsspannung für 3 t Last wird 11,7 — 19,1 — 43,8 kg/cm², wobei das letztere Maß wohl ein Abbrechen der Ecke herbeiführen wird. Die Schubspannung in der neutralen Faser darf nach der Formel $\tau = \frac{3}{2}\frac{P}{2e \cdot \pi \cdot h}$ geschätzt werden zu

$$\frac{3}{2}\frac{3000}{2 \cdot 7{,}5\,\pi \cdot 15} = 6{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

für Mittelstellung; sie bleibt also hier wie wohl auch für die anderen Stellungen unter der Biegungsspannung. Hierbei ist allerdings zu bedenken, daß bei 3 t Raddruck in der Praxis meist Doppelreifen verwendet werden, die eine Verringerung der Spannungen mit sich bringen, und daß man den Rand der Platte auf Grund der gemachten Erfahrungen gewöhnlich verstärkt ausführt, so daß die Zahl für Eckstellung praktisch keine Bedeutung besitzt. Anderseits kommen infolge von Stößen solche Erhöhungen des Raddrucks vor, daß man die 15-cm-Platte für Vollgummireifen wohl kaum als genügend betriebssicher ansehen darf.

Zum Vergleich seien die Spannungen für einen Luftreifen mit 4 at Innendruck angeführt; bei 30 km/Std. Geschwindigkeit beträgt dann die Pressung in der Berührungsfläche etwa 5 kg/cm² und e_0 für 3 t Raddruck = 14 cm. Wiederum mit den Bodenziffern 16, 32, 64 für die verschiedenen Stellungen erhält man Spannungen von 2,8 — 4,0 — 9,0 kg/cm² für 1 t Last, d. h. 8,4 — 12 — 27,0 kg/cm² Gesamtbiegungsspannung für Mittel-, Rand- und Eckstellung. Verstärkt man den Rand auf 20 cm, so kann man die Eckspannung schätzungsweise auf das $\frac{15^2}{6} : \frac{20^2}{6}$-fache verkleinern, womit sie zu 15,2 kg/cm² wird. Die großen Vorzüge der Luftreifen sind ohne weiteres ersichtlich. Für eine 20 cm starke Platte mit Verstärkung des Randes auf 27 cm werden die Spannungen etwa das 0,56-fache, da das Moment sich nicht wesentlich ändert. Die Notwendigkeit der Verstärkung des Randes geht aus obigem hervor; sie ist jedoch ohne weiteres durch Vergrößerung der Plattendicke nur für die Seitenränder möglich; die quer durch die Fahrbahn laufenden Fugen können in dieser Weise nicht verstärkt werden; sie könnten vielleicht durch eine Bewehrung — unten parallel, oben senkrecht zur Fuge — zur Aufnahme dieser Beanspruchungen befähigt werden, zu deren Berechnung die angegebenen Momentwerte einen Anhaltspunkt bieten.

Die amerikanischen Ausführungen zeigen eine Mindeststärke von 15 cm der Platte und etwa 23 bis 25 cm des Randes; wie jedoch aus den Berichten Kleinlogels[1]) hervorgeht, sind auch Stärken von 20 und 25 cm üblich. Die Gefährdung der Ecken wird beleuchtet durch eine Notiz in der „Bautechnik“ 1926, S. 31, wo das Abbrechen der rechtwinkligen Ecken als häufig auftretende Tatsache festgestellt wird und eine Anordnung der Felder nach regelmäßigen Sechsecken beschrieben wird, deren Ecken einen Winkel von 120° aufweisen.

In den vorliegenden Ausführungen ist versucht worden, das Problem in seiner Gesamtheit zu erfassen; vieles, wie z. B. das Verhalten der Ecken, deren Momentenwerte nur eine Schätzung darstellen, bedarf noch der weiteren theoretischen Durcharbeitung, wie auch eine zutreffende Wahl von C und der zulässigen Spannungen erst auf Grund von Versuchsergebnissen stattfinden kann. Immerhin ist ein wenn auch nur ungefähres Bild der Verhältnisse gewonnen, und einzelne Punkte sollen in späteren Veröffentlichungen vielleicht näher ausgeführt werden.

Schlußbemerkung. Die Ableitung der Formeln, mittels deren die oben angeführten Werte errechnet wurden, soll hier mangels verfügbaren Raumes nur angedeutet werden. Die unendlich große Platte mit Einzellast im Ursprung ist von H. Hertz (Wiedemanns Annalen 1884, S. 449 u. f.) behandelt, ferner bei Föppl, V. Bd. Eine moderne Darstellung findet sich bei Schleicher, Über Kreisplatten auf elastischer Unterlage, Festschrift zur Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule Karlsruhe, 1925. Westergaard hat in seinem Aufsatz: „Om Beregning of Plader“ in der Zeitschrift „Ingenioren“ 1923, Nr. 42, wiedergegeben in Nadai, Elastische Platten, S. 185 u. f., eine Lösung angegeben für den Fall, daß eine unendliche Platte längs der X-Achse in Abständen a durch Einzellasten P belastet wird. Diese Lösung, mit z bezeichnet, eignet sich als Ausgangspunkt zur Behandlung der Platte mit am Rande stehender Last. Wählt man $2a$ hinlänglich groß, so wird der Einfluß der entfernten Lasten unbedeutend; für die Berechnung der Zahlenwerte wurde $2a$ zu 101 angenommen. Durch Integration der Lösung z erhält man die Werte für über rechteckige Flächen verteilte Belastung. Ferner wurde eine Zusatzlösung v ermittelt, die mit z zusammen einen von Momenten und Randkräften freien Rand längs der X-Achse ergab, und damit die Werte für Laststellung am Rande einer Platte errechnet. Eine weitere Kombination von Zusatzlösungen ergab eine Platte, deren Ränder längs der X- und Y-Achse frei von Kräften und annähernd frei von Momenten sind (die Restmomente sind in Abb. 4 punktiert eingezeichnet) und den Zustand einer in der Ecke belasteten Platte wiedergibt. Die ausführliche Darstellung kann vielleicht an anderer Stelle nachgeholt werden.

[1]) Kleinlogel, Nordamerikanische Betonstraßen, Zementverlag.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen.

Zur Hochwasserentlastung von Wasserkraftwerken werden in neuerer Zeit in wachsendem Umfange Heberanlagen angewandt. Vor den sonstigen selbsttätigen Entlastungsanlagen hat der Heber die wertvolle Eigenschaft voraus, daß er vom Beginn der Entlastung ab mit gleichmäßiger voller Leistung arbeitet. Bei richtiger Bemessung läßt sich durch die Verwendung von Hebern verhindern, daß auch bei den ungünstigsten Verhältnissen der Wasserstand im Becken nennenswert über den Normalstau steigt. Man darf somit einen höheren Normalstau zulassen und kann eine wirtschaftlichere Wasserkraftausnutzung erreichen, als dies bei Verwendung anderer selbsttätiger Entlastungsanlagen möglich wäre. Die Ausführung der Heber erfordert verhältnismäßig geringen Raum und bereitet selbst bei unzugänglichen Baustellen keine Schwierigkeiten, nachdem sich der Eisenbeton als Baustoff durchgesetzt hat. Im praktischen Betriebe gesammelte günstige Erfahrungen rechtfertigen die Vorliebe, mit der man sich für Heberanlagen allerorten bei neuzeitlichen Wasserkraftwerken entschieden hat.

Mit der zunehmenden Verbreitung der Heberanlagen sind bedeutende Fortschritte im Heberbau zu verzeichnen. Die hydraulischen Eigenschaften sind erforscht, die Konstruktion und der Wirkungsgrad sind verbessert. Die unbequemen Begleiterscheinungen des plötzlichen Anspringens hat man zu beherrschen gelernt. Die Leistungsfähigkeit eines Hebers ist bekanntlich durch die Abflußformel $Q_1 = \mu F \sqrt{2gh}$ gegeben, in der F die nutzbare Heberquerschnittfläche, h das Druckgefälle und μ einen Abflußbeiwert bezeichnen. Der Abflußbeiwert gibt an, welcher Teil der theoretischen Abflußmenge $Q_2 = F\sqrt{2gh}$ in Wirklichkeit abfließt. Der Unterschied von Q_1 und Q_2 gibt den Energieverlust an, der am Eintritt und Austritt, an den Rohrwandungen, durch Krümmungen, Vorsprünge u. dergl. entsteht. Der Fortschritt auf dem Gebiete des Heberbaues ist am besten daraus zu erkennen, daß es gelungen ist, den Abflußbeiwert von 0,35 bis 0,40 bei älteren Anlagen bis auf 0,60 bis 0,65, ja 0,70 in neuesten Anlagen, zu verbessern. Man gab den Heberrohren eine solche Linienführung und Form, daß die vorstehend gekennzeichneten Verluste möglichst gering wurden, man wendete Eisenbeton als Baustoff an, wodurch man unabhängig in der Wahl der Formen wurde, und man fügte der Heberanlage besondere abgetrennte Vorkehrungen bei, durch die der Heber zum Anspringen gebracht wird und die gestatten, ihn mehr nach den Rücksichten des glatten ungehinderten Abflusses auszubilden. Schließlich gelang es, eine Gruppe von Hebern so miteinander zu kuppeln, daß sie allmählich hintereinander zur Tätigkeit kommen und die beim Anspringen unvermeidlichen Erschütterungen so weit gemildert werden, daß unbedenklich Heberanlagen für die größten Leistungen über Sperrmauern angeordnet werden können.

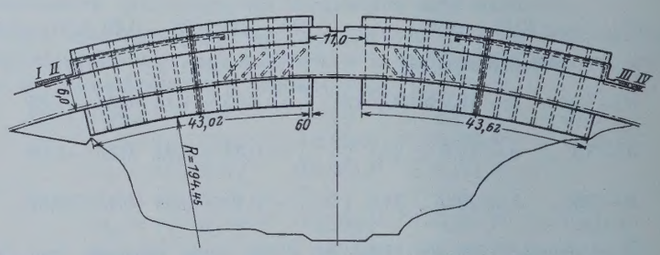


Abb. 1.

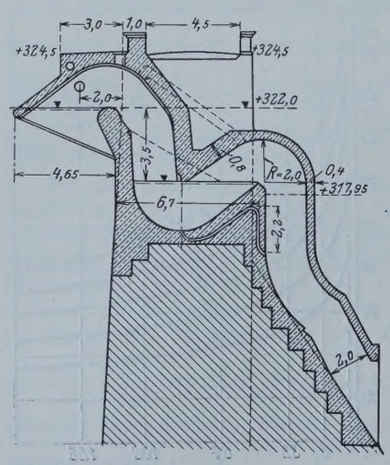


Abb. 2.

Durch die Hochkonjunktur im Wasserkraftausbau, die Italien in den letzten Jahren erlebt hat, erklärt es sich, daß interessante neue Heberanlagen sich vornehmlich an italienischen Wasserkraftwerken finden. Einige dieser

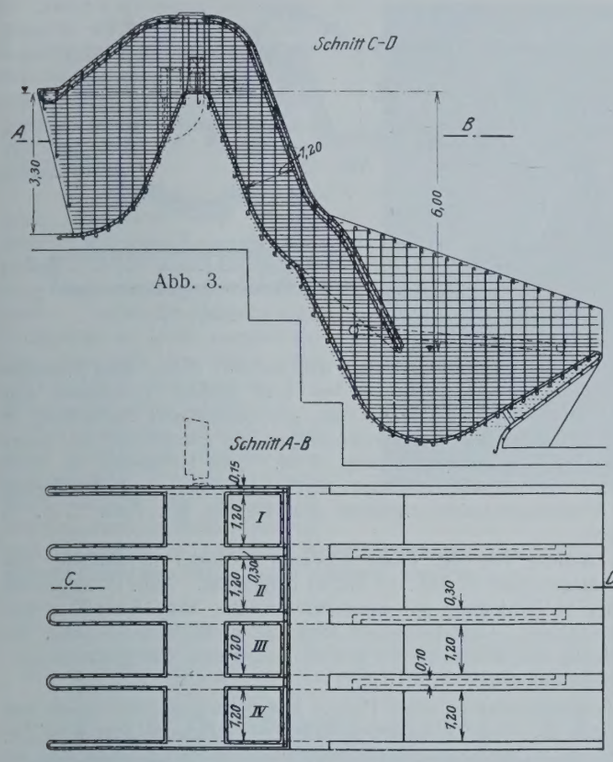


Abb. 3.

Abb. 4.

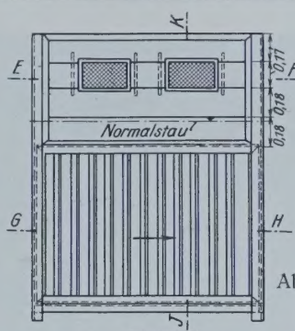


Abb. 5.

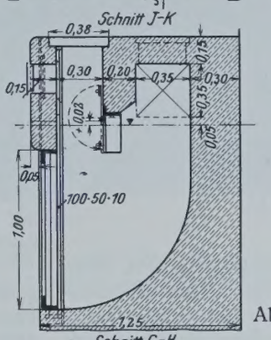


Abb. 6.

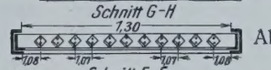


Abb. 7.

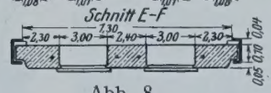


Abb. 8.

fähigkeit der Anlage beträgt nicht weniger als 500 m³/Sek. In Abb. 1 und 2 ist der ursprüngliche Entwurf dargestellt, der sogar für eine Leistungsfähigkeit von 1000 m³/Sek. bemessen war. Als der unglückliche Zusammenbruch der Glenotalsperre stattgefunden hatte, scheute man sich, diesen Plan auszuführen. Es ist daher nur die Hälfte der in Abb. 1 dargestellten Heber ausgeführt worden. Die restlichen 500 m³/Sek. konnte man, da die örtlichen Verhältnisse es begünstigten, durch eine zweite Entlastungsanlage in ein Seitental abführen. Es sind symmetrisch zur Sperrenachse je ein Satz von 6 Hebern, also im ganzen 12 Heber von 3,0 × 1,9 m Querschnitt vorhanden, die mit einer Druckhöhe von 8,50 m arbeiten. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, sind zwei Rohre hintereinander gesetzt, um die Gleichmäßigkeit des Abflusses bei der sehr bedeutenden Druckhöhe zu gewährleisten.

Ein zweites Beispiel neuerer Heberkonstruktionen ist in Abb. 3 bis 8 gegeben. Die Anlage besteht aus 4 Hebern mit einer Druckhöhe von 6,0 m und einer Leistungsfähigkeit von je 32 m³/Sek. Abb. 3 zeigt die Bewehrung des Eisenbetons und die schlanke Linienführung der Rohre, durch die ein günstiger Wirkungsgrad erzielt wird. Bemerkenswert an der Anlage sind der in Abb. 3 u. 4 in punktierten Linien angedeutete und in Abb. 5 bis 8 in den Einzelheiten dargestellte, mit der Heberanlage nur durch eine Rohrleitung in Verbindung stehende Luftverschlußraum und die in Abb. 3 u. 4 eingetragenen Verbindungen der benachbarten Heber durch Verbindungsrohre in der Trennungswand der unteren Heberschenkel. Ähnliche Einrichtungen weisen fast alle neueren Heberanlagen auf. Sie dienen dazu, einmal den Wasserstand, bei dem der Heber zu arbeiten beginnt, nach Bedarf verändern zu können, zweitens aber hauptsächlich, um ein stufenweises Anspringen der Heber zu erzielen und so die Stöße auf die Mauer zu mildern, die durch die aus den Hebern mit bedeutenden Geschwindigkeiten ausströmenden Wassermassen ausgeübt werden. Der Luftverschluß des Hebers besteht aus einem Raum, in den das Oberwasser durch eine mit Grobrechen gesicherte Öffnung und die Luft von oben und durch zwei rechteckige in der oberwasserseitigen Wand angeordnete Öffnungen einströmen können. Im Innern des Raumes befindet sich ein Mauerschütz, dessen unteres Ende verstellbar ist, und hinter dem Schütz eine Verbindungsleitung zum ersten Heber. Solange

Anlagen seien nachstehend beschrieben.[1]) Aus ihnen ist am besten zu erkennen, welche Konstruktionsgrundsätze nach dem derzeitigen Stande der Erfahrungen zu empfehlen sind.

Eine der größten Anlagen, wenn auch nicht die neueste, ist die Heberanlage an der Molaretalsperre des Monvisowerkes. Die Leistungs-

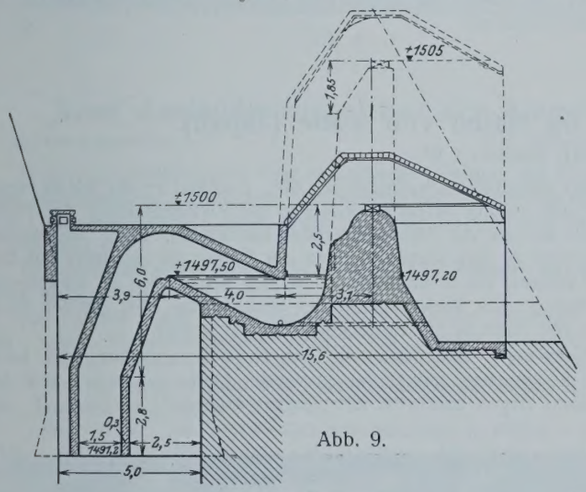


Abb. 9.

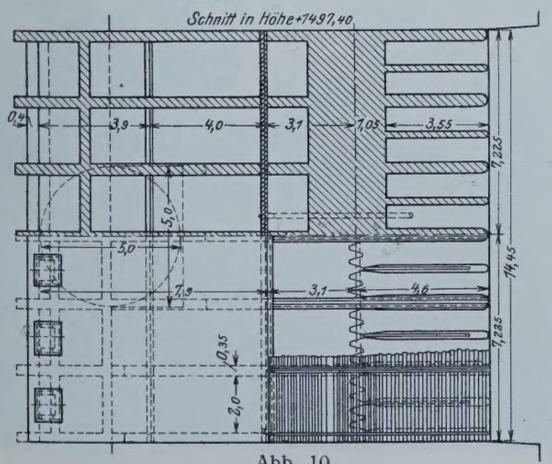


Abb. 10.

[1]) Vergl. „Engg." vom 1. Januar 1926: „Recent italian installations of self-acting sypton spillways by G. Ferrs".

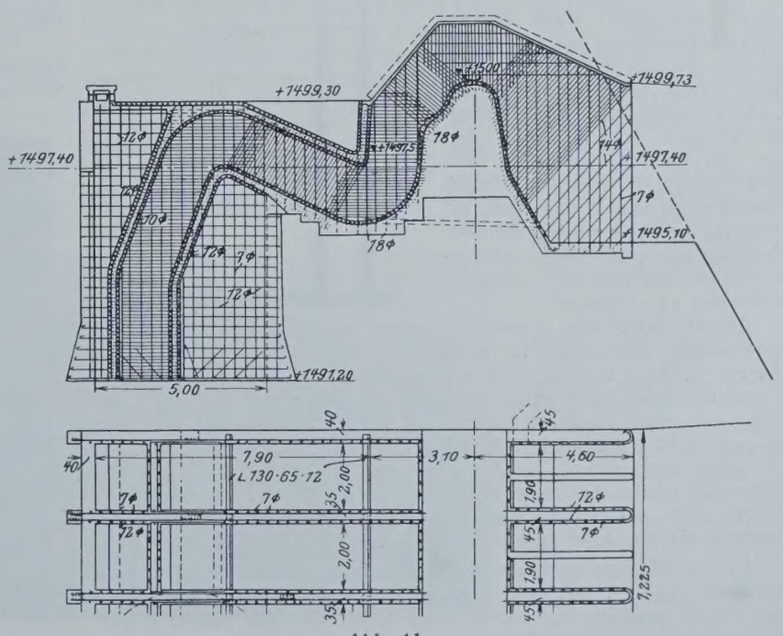


Abb. 11.

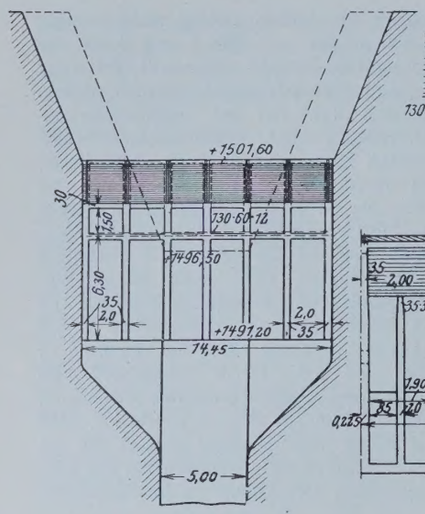


Abb. 12.

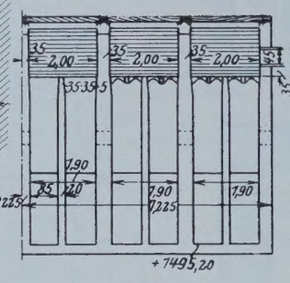


Abb. 13.

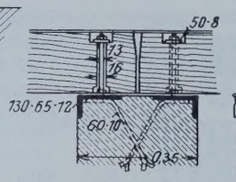


Abb. 15.

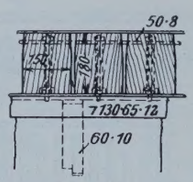


Abb. 16.

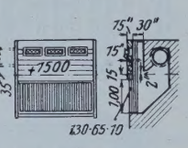


Abb. 14.

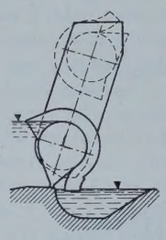


Abb. 17.

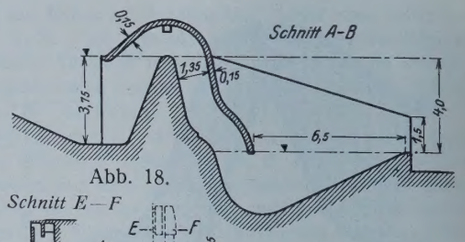


Abb. 18.

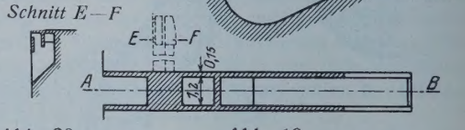


Abb. 20.

Abb. 19.

der Wasserstand im Oberwasser niedriger ist als Unterkante Schütz, steht das Heberknie mit der Luft in Verbindung. Sobald der Oberwasserstand über die Unterkante steigt, ist der Luftzustrom zum Heben abgesperrt. Das über den Heberrücken strömende Wasser reißt dann die im Heberknie und im unteren Schenkel befindliche Luft mit sich und erzeugt ein Vakuum. Der Heber beginnt zu arbeiten. Nachdem der erste Heber in Tätigkeit getreten ist, reißt er auch aus dem Nachbarheber durch die Verbindungsleitung in der Trennungswand die Luft heraus und bringt ihn zum Aufspringen. So pflanzt sich schrittweise die vom ersten Heber ausgehende Wirkung über sämtliche Heber des Satzes fort.

Eine in konstruktiver Hinsicht besonders bemerkenswerte Anlage ist in Abb. 9 bis 16 dargestellt. Sie dient zur Entlastung eines 8 Mill. m³ fassenden Stausees, in dem die Wasser des Loranco am Pian dei Cavalli gesammelt und von dem sie durch einen 4 km langen Stollen einem Kraftwerk zugeführt werden, um dort mit 24 m Gefälle ausgenutzt zu werden. Die Entlastung des Pian dei Cavalli-Beckens geschieht durch 6 Heber, an denen bemerkenswert ist, daß sie vorläufig nur mit einer Druckhöhe von 2,5 m arbeiten, daß sie aber später ohne nennenswerte Änderungen für eine um 5 m größere Druckhöhe eingerichtet werden können, wie aus der strichpunktierten Darstellung in Abb. 9 zu erkennen ist. Bemerkenswert an der Einrichtung ist ferner die große Höhe der Einlaßöffnung (5 m). Das Heberknie ist oben durch eine Holzdecke abgeschlossen, deren Ausbildung und Befestigung auf den Trennungswänden zwischen den Hebern aus Abb. 15 u. 16 hervorgehen.

Zwei weitere von der Firma Cavacini & Masini in Mailand ausgeführte Anlagen sind in Abb. 17 bis 20 dargestellt. Abb. 17 zeigt eine Heberanlage in Verbindung mit einem Walzenwehr, Abb. 18 bis 20 zeigen einen Einzelheber. Charakteristisch sind die große Einlaßöffnung, die sanfte Neigung der Schenkel, die großen Halbmesser der Krümmungen; der Wirkungsgrad des Hebers ist 0,7. —

Die Leistungsfähigkeit eines Hebers hängt übrigens nicht allein von seiner Gestalt ab. Auch die Lage des Hebers im Stausee oder Kanal ist von Bedeutung. Der Wirkungsgrad geht sofort herunter, wenn sich vor der Einlauföffnung Wirbel und Strudel bilden. Wenn auch der Heberbau, wie man sieht, keine grundsätzlichen Schwierigkeiten mehr bietet, so ist doch der Festlegung der Einzelheiten große Aufmerksamkeit zuzuwenden, da sie bestimmenden Einfluß auf die Leistungsfähigkeit und die Empfindlichkeit der Heber ausüben. Unter der letzten sei die mehr oder weniger große Geschwindigkeit verstanden, mit der der Heber anspringt und abreißt. Von ihr hängt die Lage des höchsten Oberwasserstandes im Becken oder Kanal ab. Gr.

Bau einer Eisenbeton-Senkkasten-Kaimauer im Hafen von Kobe (Japan).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **B. Stecher,** Münster i. W.

Im Hafen von Kobe, einem der wichtigsten Umschlagplätze Japans im Verkehr mit China und Europa, wird zurzeit eine ausgedehnte Kaianlage erbaut, deren Gründung durch ihre Kühnheit bemerkenswert ist. Der Untergrund besteht aus verhältnismäßig feinem Sande, die Wassertiefe wechselt zwischen 7,3 und 15 m.

Nach den schlechten Erfahrungen, die mit den früher allein verwendeten amerikanischen eisernen Spundwänden (hauptsächlich Form Lackawanna, vergl. „Die Bautechnik“ 1926, S. 74) bezüglich der Wasserdichtigkeit gemacht worden waren, war man von einer Gründung in massiver Bauweise zwischen Spundwänden abgekommen und hatte auf Vorschlag des Leiters der Hafenbau-Abteilung sich entschlossen, die Kaimauern als schwimmende Eisenbeton-Senkkasten zu versenken.

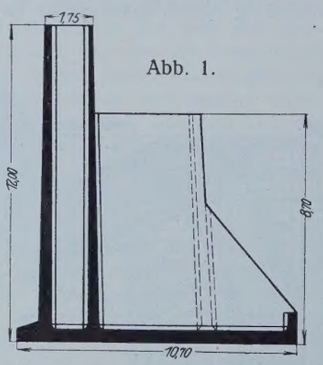


Abb. 1.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt eines solchen Senkkastens für 12 m Wassertiefe, Abb. 2 einen fertigen Senkkasten vor der Versenkung. Er besteht aus einer Grundplatte, die sich unmittelbar auf den Boden aufsetzen soll, einem vorderen hohlen Teil, der nach Ausfüllung mit Beton die eigentliche Kaimauer bildet, und einem rückwärtigen Hohlkörper, der zum Ausbalancieren und zur Aufnahme von Ballast bei und nach dem Versenken dient. Zu diesem Zwecke ist er durch Zwischenschotten geteilt; seine wasserdichte Decke trägt eine Anzahl von eisernen, bis über den Wasserspiegel reichenden Röhren.

Der Senkkasten wird auf einer Holzbühne in Gußbetonbauweise hergestellt (Abb. 3). Zu diesem Zwecke sind quer zur Längsachse des Senkkastens parallele Pfahlreihen eingerammt, die die Bühne tragen. Nach Fertigstellung des Senkkastens fährt ein eigens zu diesem Zwecke hergestelltes einseitiges Schwimmdock (Abb. 2 rechts) an die Bühne heran und greift mit seinem geteilten Boden in die Zwischenräume der Pfahlreihen unter den auf der Bühne stehenden Senkkasten. Beim Leerpumpen des Docks hebt es den Senkkasten von der Bühne ab und fährt mit ihm in tieferes Wasser, wo es untertaucht, bis der Senkkasten zu schwimmen beginnt. Die genaue Schwimmlage des Senkkastens wird hierbei durch Einbringen von Sand in die Balancebehälter hergestellt.

Die beschwerte Bodenschalung der Herstellungsbühne, die beim Heben des Senkkastens mitgenommen wurde, bleibt auf dem Boden des Schwimmdocks liegen und wird mit diesem entfernt.

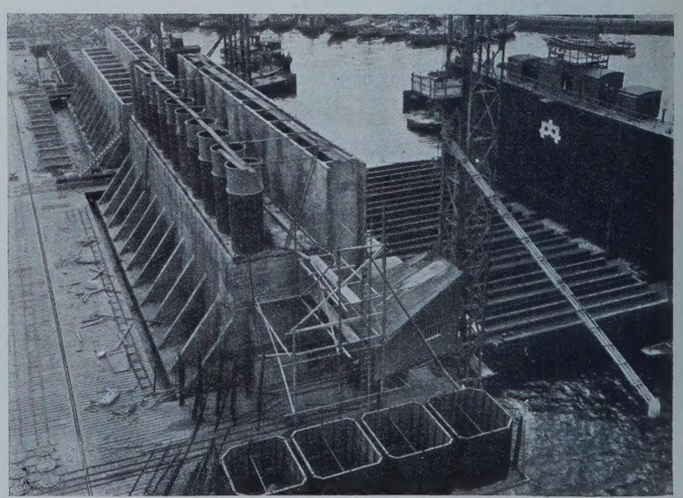


Abb. 2.

Der schwimmende Senkkasten (Abb. 4) wird nun an die Versenkungsstelle geschleppt und dort durch Einbringen von Sand in die Ballast- und Balancebehälter abgesenkt. Zum Schluß wird der vordere Teil mit Beton ausgegossen.

Der eigentliche Kai wird durch Einspülen von Boden hinter die fertige Kaimauer hergestellt. Eine besondere Dichtung der Stoßfugen zwischen zwei nebeneinanderstehenden Senkkasten ist nicht vorgesehen. Das Ausspülen von Sand wird einfach durch Hinterpackung mit Steinen und Schutt verhindert.

Zu erwähnen ist noch, daß außer sorgfältiger Betonherstellung keinerlei Schutzmaßnahmen gegen Angriffe des Seewassers getroffen sind. Offenbar rechnet man mit einer so schnellen Weiterentwicklung des Hafens, daß die Anlagen verhältnismäßig rasch veralten werden.

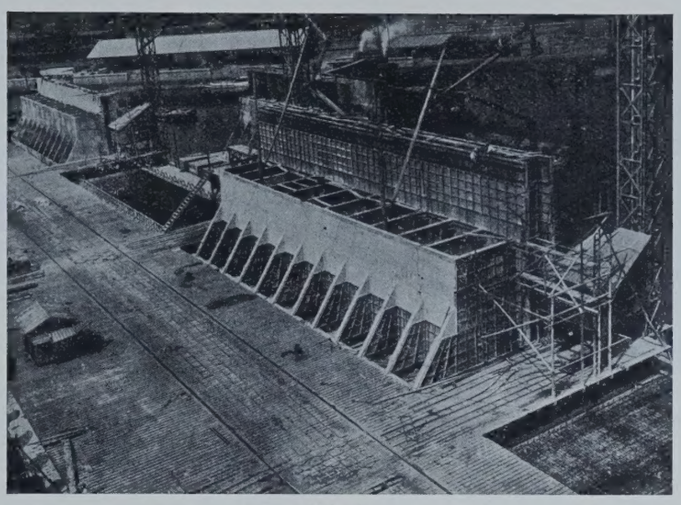


Abb. 3.

Die beschriebene Bauweise ist natürlich recht kostspielig, vor allem weil im Lande selbst brauchbarer Betonsand schwierig zu beschaffen ist. Man verwendet an Stelle von Kies sehr viel Steinschotter, der aber auch von weither herangeschafft werden muß. Genaue Angaben über die Kosten waren leider nicht zu erhalten.

Die größten Abmessungen der in Kobe versenkten Senkkasten sind rd. 39 m Länge, 15 m Höhe, 13 m Sohlenbreite, das Höchstgewicht (Wasserverdrängung) etwa 2000 t. Nach dem Versenken werden etwa 1000 m³ Beton eingebracht.

Die ganze Herstellungsweise ist sehr sorgfältig ausgedacht; das Versenken, das bei den starken und plötzlichen Witterungswechseln natürlich mit großer Vorsicht ausgeführt werden muß, ist bisher ohne Unfall vor sich gegangen. Die fertigen Kais machen einen vorzüglichen Eindruck.

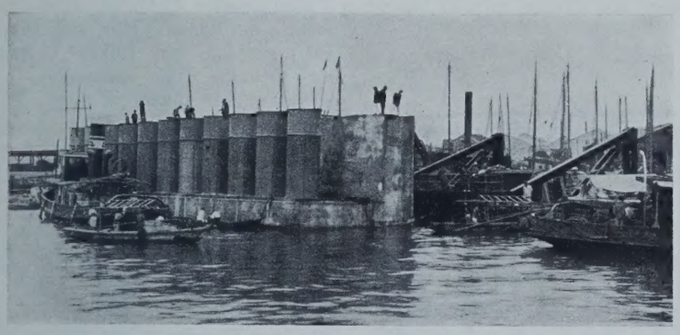


Abb. 4.

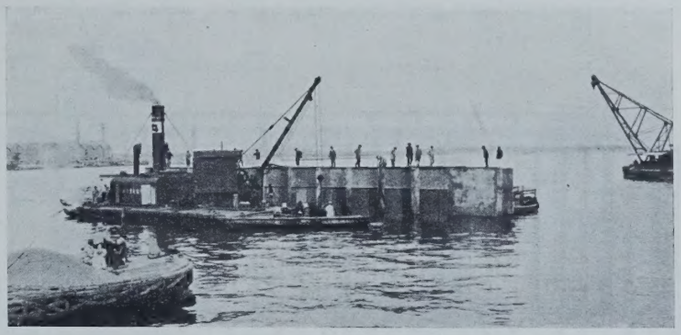


Abb. 5.

Neue Auslandkornspeicher der Amme, Giesecke & Konegen A.-G. (Ageka), Braunschweig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

In meinen Ausführungen über neuzeitliche „Förder- und Lagertechnik beim Kornumschlag im Mühlen- und Speicherbau“[1]) habe ich des öfteren auch Gelegenheit gehabt, über einige der zahlreichen Bauten der Ageka zu berichten.[2])

Im folgenden seien einige der neueren Ausführungen der genannten Firma im Auslande erörtert.

Naturgemäß kann der Rahmen eines solchen Beitrages nur eng sein; selbst Bemerkenswertes vermag nur gestreift zu werden. Dabei handelt es sich um ein Gebiet, bei dem die Gefahr ernster Unfälle recht groß ist (Bauunfälle, Feuer, Wasserschäden, Betriebsgefahren u. dergl.).[3])

Einen zur Gruppe der (namentlich in Nordamerika in großer Zahl längs der Eisenbahnen gebauten) „Sammelspeicher“ gehörigen Silo[4]) läßt Abb. 1 erkennen, der in der südamerikanischen Stadt Nogoya von der Amme, Giesecke & Konegen A.-G. für eine Fassung von 11000 t errichtet ist. Die Landwirte bringen auf ihren Karren das Getreide zum Silo, der mit einer Verwiegevorrichtung versehen ist. Für das abgelieferte Korn werden Gutscheine ausgegeben, die Geldeswert besitzen. Ein solcher Speicher hat ein Becherwerk, welches das Getreide hebt und mittels anschließender Gurtförderer in die Zellen führt, aus denen es dann lose in die Eisenbahnwagen geleitet wird. Der Fassungsraum solcher auch für Südost-Rußland gebauten „Ageka“-Speicher beträgt 5000 bis 24000 t.

Bei vielen, namentlich auch bei den der Einfuhr dienenden Anlagen sind die Entladeeinrichtungen der Seeschiffe sowie der Flußfahrzeuge mit großen Speichern verbunden, z. B. bei den in Abb. 2 und Abb. 3 bis 6

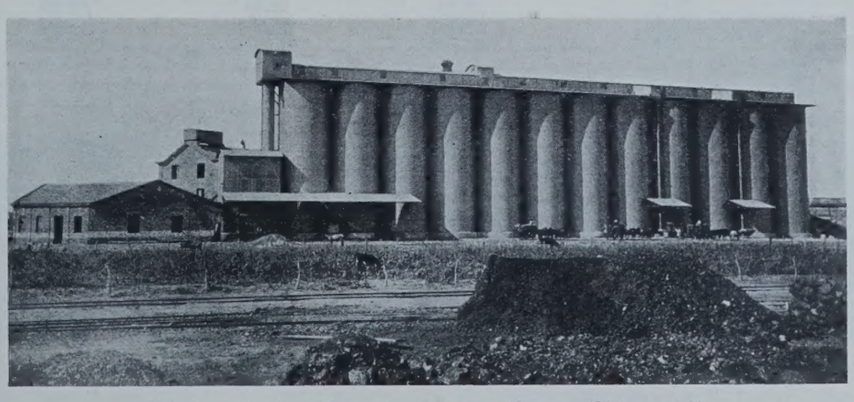


Abb. 1. „Ageka“-Sammelspeicher in Nogoya (Südamerika).

[1]) Buhle, Fördertechnik und Frachtverkehr 1924, S. 175 ff.; vergl. a. „Die Bautechnik“ 1925, S. 1 ff. und 1924, S. 141.

[2]) Derselbe, „Der 24000-t-Getreideausfuhrsilo in Rosario“, Z. d. V. d. I. 1910, S. 449 ff.; — „Ein Beitrag zur Geschichte der Förder- und Speicheranlagen“, Mühlen- und Speicherbau 1911, S. 299 ff. (Buenos Aires); — „Speicherbauten aus alter Zeit mit neuzeitlichen Fördereinrichtungen“, Ztschr. d. Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1912, S. 104 ff. (Danzig, Stettin usw.); — „Behälter-Auslaufversuche und neuzeitliche Bauweisen von Verschlüssen für körnige und stückige Massengüter, Z. d. V. d. I. 1916, S. 141 ff.; — „Deutsche Mühlen- und Speicherbauten im Orient“, Industriebau 1917, S. 81 ff. (Haidar Pacha usw.); — „Neuzeitlicher deutscher Getreidespeicherbau“, Ztschr. f. Bauwesen 1918, S. 295 ff. (Warschau, Gardelegen usw.); — „Getreidespeicher“, Industriebau 1921, S. 71 ff. (Saloniki, Budapest); — „Massentransport“, Stuttgart 1908, S. 249 ff.

[3]) „Bauunfälle an Getreide- und Kohlenspeichern“, Deutsche Bauzeitung 1909, S. 146 ff. und 1914, S. 142 ff.

[4]) Das Getreide wird noch heute in einigen Ländern des Mittelmeers in unterirdische Gruben eingelagert, bis es verwendet wird. Diese Gruben, deren spanische Bezeichnung „Sylos“ lautet, haben dem neuzeitlichen Zellen- oder Schachtspeicher den Namen gegeben.

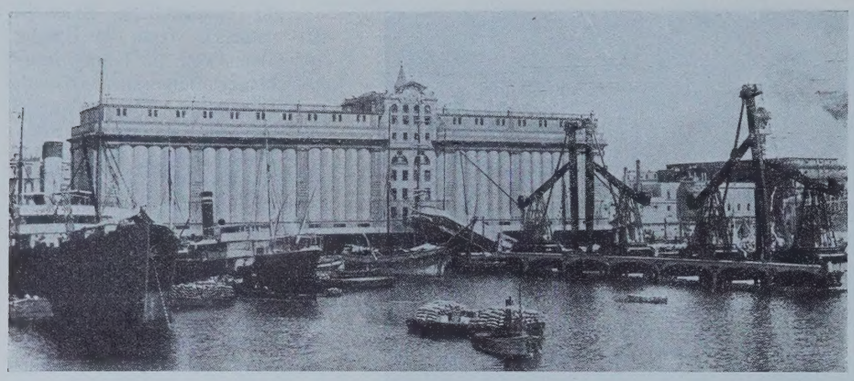


Abb. 2. Siloanlage mit Schiffselevatoren der Societa Silos Napoletani, Neapel (Amme, Giesecke & Konegen A.-G., Braunschweig).

veranschaulichten Silos Napoletani im Hafen von Neapel, die nach ihrer letzten Erweiterung rd. 50000 t Getreide fassen, und bei der die Entladung der Seedampfer mit vier fahrbaren Becherwerken geschieht, von denen jedes 100 t/Std. zu entladen vermag.

Die volkreichste Stadt Italiens, Neapel, und deren im Verhältnis zur Bevölkerung wenig Korn anbauende Umgebung war schon von jeher ein Haupteinfuhrplatz für Getreide. Bereits frühzeitig sind in Neapel bedeutende Speicheranlagen geschaffen, doch besaßen weder diese Speicher

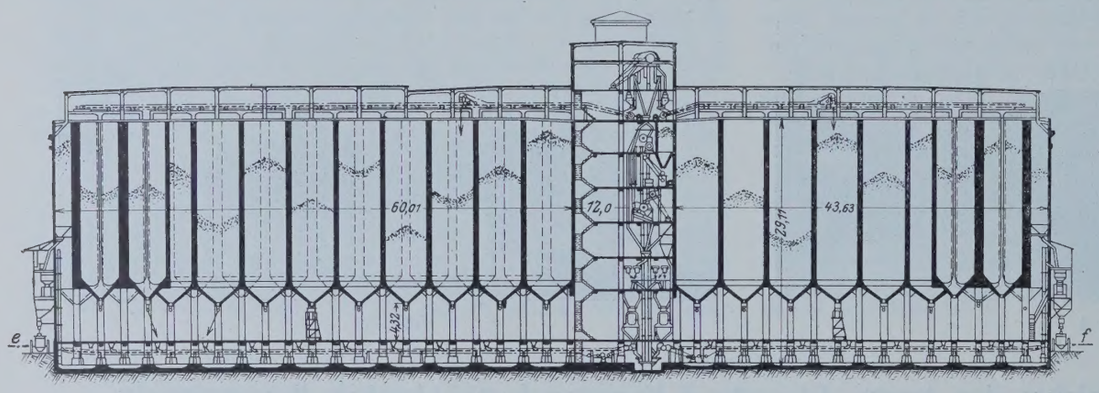


Abb. 3. Längsschnitt *a—b*.

maschinelle Einrichtungen, noch wurden die Schiffe auf mechanische Weise entladen. Alle Arbeit mußte von Hand verrichtet werden. Dieser Zustand war indessen auf die Dauer unhaltbar. 1914 errichtete daher die genannte Gesellschaft einen Silobau von 28000 t, der 1920 bis 1922 auf 48000 t vergrößert wurde. Dieser Speicher ist von der „Ageka“ mit Maschinen neuester Bauart ausgestattet.

Das ankommende Korn wird, wie angedeutet, mit vier fahrbaren Becherwerken (Abb. 4 bis 6), die sich auf einer senkrecht zum Ufer erbauten Brücke bewegen können, aus den Schiffen entladen. Diese „Elevatoren“ sind so eingerichtet, daß sie um 360° gedreht werden können; es ist also möglich, an beiden Seiten der Brücke Schiffe zu entladen. Diese fahr- und drehbare Anordnung der Becherwerke gestattet ferner, daß man ohne jede Schwierigkeit Schiffe mit jeder Lukengröße und Lukeneinteilung entladen kann.

Gerade bei der Entladung von Seeschiffen ist eine derartige bewegliche Anordnung gegenüber einer starren Aufstellung der Entladestellen von erheblichem Nutzen. Das Schiff kann ohne Rücksicht auf die Elevatoren an der Brücke festgemacht und braucht auch nicht während der Entladezeit verholt zu werden.

Das gelöschte Korn fällt auf Förderbänder, die im Innern der Brücke angeordnet sind und die es alsdann auf die im Mittelbau des Silogebäudes aufgestellten selbsttätigen Wagen bringen. Von dort wird das Getreide durch Überhebe-Elevatoren auf die im Dachgeschoß befindlichen Gurtförderer gehoben und hier in die Zellen verteilt. — Außerdem befinden sich in dem Silo umfangreiche Getreidereinigungsanlagen, die benutzt werden, wenn bestimmte Kornmengen verbessert werden sollen.

Von dem Silospeicher gelangt das Korn weiter zum Versand an die in der Umgegend liegenden Mühlen. Es wird entweder lose oder in Säcken mit der Eisenbahn oder in gleislosen Fuhrwerken fortgebracht oder auch durch Fallrohre in kleine Küstenfahrzeuge verladen, die unmittelbar an der Uferstraße anlegen können.

Eine ähnliche Anlage befindet sich in Neapels Nähe auf der anderen Seite des Golfes, in dem Städtchen Castellammare di Stabia, dem alten Stabiae der Römer. Hier war bereits 1910 ein Silo von 10000 t Fassung für Getreide und außerdem ein Speicher zur Aufnahme von 5000 t Salz errichtet.[5]) Bei dieser Anlage wurden Korn und Salz zunächst mit Greifern aus den Schiffen entladen. Im Laufe der Jahre erwies sich aber diese Löschungsanlage als unzureichend, so daß man sich entschloß, die Anlage ähnlich auszubilden wie in Neapel, Abb. 7.[6]) Das entladene Fördergut gelangt von den Elevatoren auf die in der Brücke untergebrachten Gurtförderer, die das Getreide zu den Wagen bringen, die zwischen dem alten und dem bei der Erweiterung neu errichteten Speicher aufgestellt sind.

Das Salz werfen die Bänder auf ein Förderband, das vor den Speichern parallel zum Ufer zu dem Salzsilo führt. Auch hier sind große selbsttätige Wagen aufgestellt, die die ankommenden Salzmengen genau verwiegen. Mit der Anlage können stündlich insgesamt 150 t Salz oder 200 t Getreide ausgeladen werden. Die Lagerfähigkeit für Getreide wurde durch die Errichtung des zweiten Silos auf 20000 t erhöht.

Eine andere zeitgemäße Anlage wurde 1923 im Hafen von Livorno errichtet (Abb. 8); der Speicher hat eine Fassung von 10000 t. Die Schiffsbecherwerke (von je 100 t Leistung in der Stunde) heben das Korn aus den Seeschiffen und geben es auf zwei am Ufer in einer hochgelegenen „Galerie“ angeordnete Gurtförderer, die es zum Speicher führen. Auch bei dieser Anlage ist eine

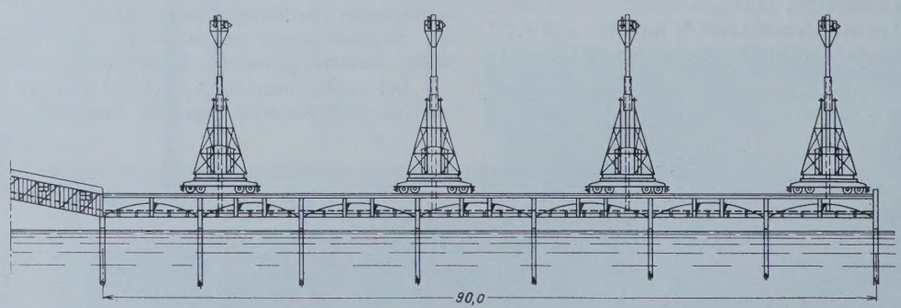


Abb. 5a. Querschnitt *c—d*.

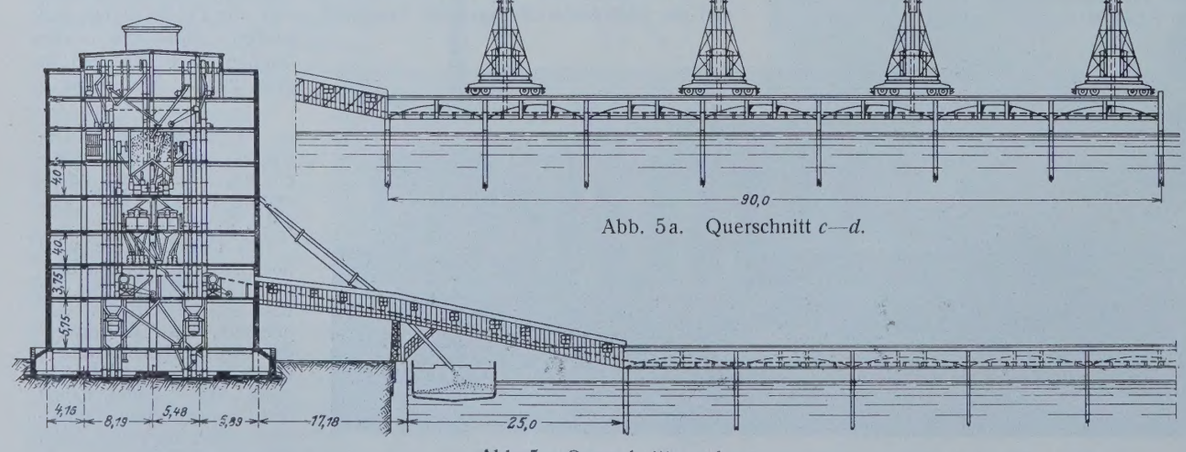


Abb. 5. Querschnitt *c—d*.

[5]) In Italien benutzt man bekanntlich durchweg zu Speisezwecken das aus dem Meer gewonnnene Salz. Die Salinen, die dieses Salz erzeugen, befinden sich an der Adria, auf Sizilien, Sardinien, in Tunis, sowie in der ostafrikanisch-italienischen Kolonie. Man bringt das Salz lose verladen in Schiffen nach den italienischen Häfen. — Über unterirdische Salzsilos vergl. Buhle, Z. d. V. D. I. 1914, S. 780 ff.

[6]) Vergl. a. Buhle, Silo in Genua (G. Luther A.-G., Braunschweig), Z. d. V. D. I. 1904, S. 229 ff. sowie 1909, S. 354.

größtmögliche Beweglichkeit der Entladebecherwerke angestrebt. Im Speicher wird das Getreide zunächst über zwei große selbsttätige Wagen geleitet und dann durch hohe Elevatoren auf die im Dachgeschoß befindlichen Verteilungsbänder gehoben, die es weiter zu den einzelnen Zellen führen. — Auch hier wird das Korn größtenteils mit der Eisenbahn nach dem Inlande, insbesondere nach der Provinz Toskana gebracht; doch ist auch die Einrichtung getroffen, daß man sowohl von dem Schiffselevator unmittelbar, als auch aus dem Silo heraus Schiffe beladen kann.

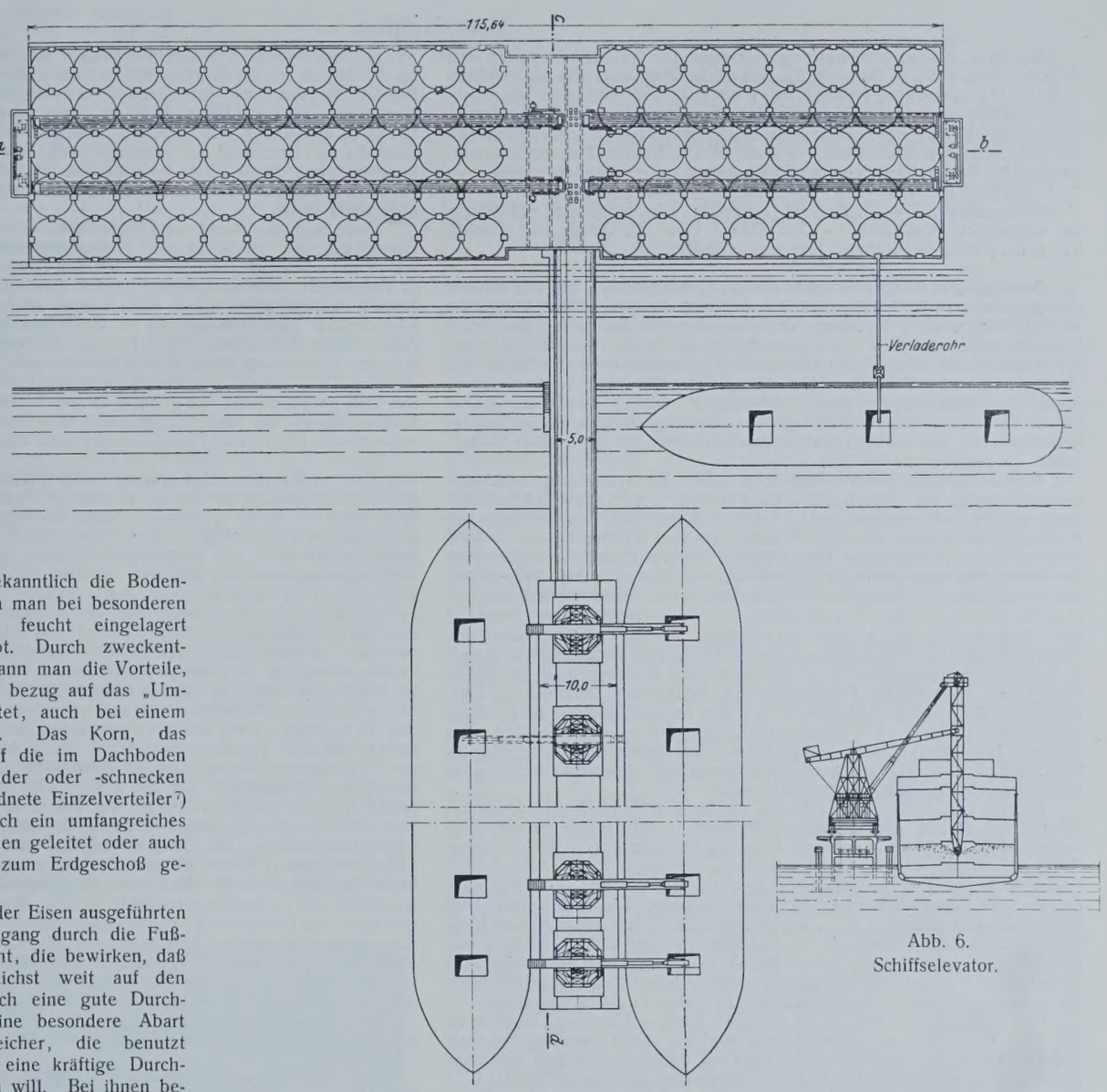


Abb. 4. Grundriß. Schnitt *e—f*.

Abb. 6.
Schiffselevator.

Den Silos stehen bekanntlich die Bodenspeicher gegenüber, denen man bei besonderen Getreidesorten, die oft feucht eingelagert werden, den Vorzug gibt. Durch zweckentsprechende Ausbildung kann man die Vorteile, die ein Zellenspeicher in bezug auf das „Umstechen“ (Umlagern) bietet, auch bei einem Bodenspeicher erreichen. Das Korn, das durch Elevatoren bis auf die im Dachboden liegenden Verteilungsbänder oder -schnecken oder auf daselbst angeordnete Einzelverteiler[7]) gehoben wird, kann durch ein umfangreiches Rohrnetz nach jedem Boden geleitet oder auch von jedem Boden bis zum Erdgeschoß gebracht werden.

Bei diesen in Holz oder Eisen ausgeführten Rohren sind beim Durchgang durch die Fußböden Verteiler angebracht, die bewirken, daß das Getreide sich möglichst weit auf den Böden ausbreitet, wodurch eine gute Durchlüftung erzielt wird. Eine besondere Abart sind die Riesebodenspeicher, die benutzt werden, wenn man für eine kräftige Durchlüftung des Korns sorgen will. Bei ihnen befinden sich in den Fußböden eine große Anzahl kleiner Löcher, die durch Schieber verschlossen sind.[8])

[7]) Buhle, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 7, S. 71 (Abb. 9, Pendelrohrverteiler).

[8]) Durch die geöffneten Schieber fließt die Frucht auf Abweisewinkel (Spritzdächer). Der Rückstand auf dem oberen Boden (rd. $^1/_{10}$ der Masse) muß von Hand zugeführt werden. Das Abrieseln von 1,2 m Schütthöhe erfordert rd. 10 Minuten. — Durchmesser der Löcher 50 mm, Abstand 0,5 bis 0,6 m. (Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., Bd. II, S. 818 im Abschnitt des Verfassers. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn).

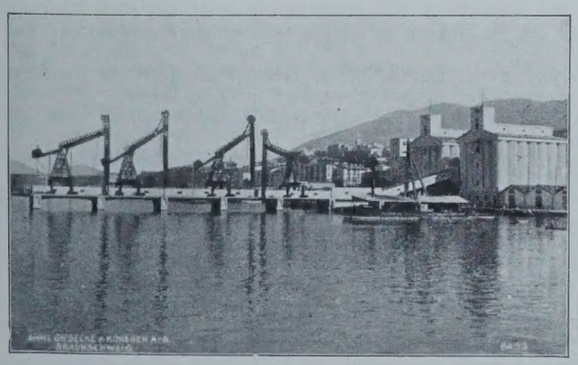


Abb. 7. Silo- und Schiffselevator-Anlage in Castellammare der Magazini Generali, Torre Annunziata.

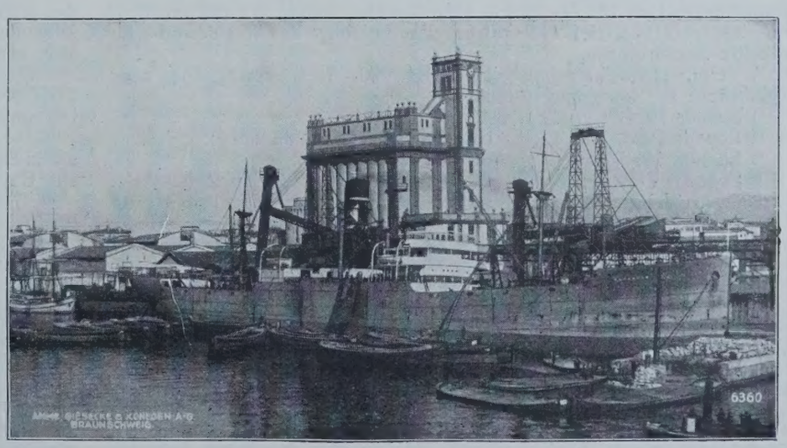


Abb. 8.
Silo Livornesi in Livorno (Ageka).

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Oktober erschienene Heft 19 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Karl Bechtel: Über den Bau der Talsperre Vöhrenbach i. Baden in aufgelöster Bauweise. — Die Gewährleistung der Güte der Ausführung von Eisenbetonbrücken bei der Deutschen Reichsbahn. — Oskar Muy: Neuere Eisenbetonkaminbauten in Bayern mit einem Portalrahmen über Normalspurgleis. — Prof. Dr.-Ing. chr. J. Melan: Hängebrücken mit Eisenbetonbalken als Versteifungsträger. — Dr.-Ing. H. Marcus: Die wirksame Stützfläche der trägerlosen Pilzdecken. — Otto Graf: Über die Bewehrung allseitig frei aufliegender rechteckiger Eisenbetonplatten.

Sonderausstellung deutscher Brückenbauanstalten auf der Kölner Herbstmesse. Wie Oberbaurat Bock (Köln) in der „Köln. Volksztg." mitteilt, besitzt Köln in seinen drei Rheinbrücken Bauwerke, die glanzvolle Entwicklungsstufen des Brückenbaues der beiden letzten Jahrzehnte darstellen. Und in dem bevorstehenden Brückenbau an der Stelle der alten Schiffbrücke bei Köln-Mülheim ist die Gelegenheit gegeben, in dieser Entwicklungsreihe einen bedeutsamen Schritt weiter zu gehen. Dieser Grund wird vornehmlich die Veranlassung für eine Reihe unserer bedeutendsten Brückenbauanstalten gewesen sein, auf der Kölner Herbstmesse zu zeigen, was sie leisten können.

Sieben deutsche Brückenbaufirmen haben die Ausstellung beschickt, sie sind alle in der Osthalle, und zwar in dem der Deutzer Bahnhofseite zugewandten Teile untergebracht. Inmitten dieser Halle erschaut man als hochragendes Symbol auf dem Stande der Ver. Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union die hälftigen Hauptträger einer Eisenbahnbrücke über eine Straßenunterführung im Industriegebiet mit den bis unter die Straßenkrone hinuntergezogenen Auflagern. Dieser imposante Stand ist im übrigen eingerahmt von Larssen-Spundwänden, die bekanntlich bei der Gründung von Pfeilerbauten im Wasser Verwendung finden.[1]) Das Innere des Standes zeigt Lichtbildaufnahmen von bedeutenden Brückenbauwerken,[2]) u. a. der jüngst fertiggestellten Drehbrücke über den Pregelfluß in Königsberg,[3]) der Mathenesser-Klappbrücke in Amsterdam, interessante Darstellungen der Hochdonn-Brücke[4]) über den Kaiser-Wilhelm-Kanal. Auch ausländische Brücken — in Spanien und Frankreich — sind vertreten. Besonderes Interesse verdient das Bild des Förderturms auf Zeche Minister Stein, bei dem die hochgelegene Maschinenanlage charakteristisch ist, da sie den schrägen Seilzug entbehrlich macht.

In dem seitlichen Umgang haben die übrigen namhaften Brückenbaufirmen ihre Stände aufgeschlagen. Besonders umfangreich ist die Ausstellungskoje der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg. Diese Sammlung wird gekrönt von dem bekannten Modell der Kölner Hängebrücke; sie zeigt im übrigen lehrreiche Bilder vom Bau der Müngstener Brücke, der Doppeldrehbrücke in Wilhelmshaven, der Rheinbrücken bei Rüdesheim und Remagen u. a., der Ebertbrücke in Mannheim,[5]) eine Bildaufnahme des freien Vorbaues der Straßenbrücke bei Ruhrort. Bilder von Hallenbauten, Gasbehältern, so ein Modell des wasserlosen MAN-Scheibengasbehälters,[6]) ferner Darstellungen von Wehrbauten[7]) und Druckleitungen für Wasserkraftwerke vervollständigen den guten Eindruck des Standes.[8])

Gegenüber diesem Stande hat die Ges. Harkort (Duisburg) ausgestellt. Sie zeigt das Modell der Straßenbrücke über die Havel zwischen Spandau und dem Eiswerder, die Schaubilder aller von dieser Gesellschaft erstellten Rheinbrücken und ein Montagebild der Soengel-Oela-Brücke auf Sumatra.[9]) — Die bekannte Brückenbaufirma August Klönne (Dortmund) zeigt in ihrem sonst mit Darstellungen von Gasbehältern und Kammeröfen für die Gaserzeugung ausgestatteten Stand das Modell eines 500 m³ fassenden, 48 m hohen eisernen Wasserbehälters, Fördertürme und zahlreiche Brückenbilder.[10]) — Die gleichfalls in Dortmund beheimatete Firma Jucho wartet mit reichem Material aus dem Brückenbau auf, mit Entwürfen von Brücken an der Mosel, an der Warthe, mit der besonders schmucken Baumgarten-Brücke bei Potsdam, der riesigen Rampenbrücke für die Rendsburger Hochbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal mit einem Gesamtgewicht von 13 525 t. Beachtung verdienen die gefällige Konstruktion des Daches der Reithalle in Dortmund in eiserner Zollbauweise und die Streckmastkonstruktionen dieser Firma,[11]) ferner die Bilder vom Bau der Duisburg-Hochfelder Eisenbahnbrücke, deren Gesamtausführung an vier Großfirmen übertragen wurde.

Dann folgt der Stand der Flender A.-G. (Benrath und Lübeck) mit der Darstellung der zweistöckigen Freihafenbrücke in Hamburg[12]) (6600 t) während der Montage, einer zierlich leichten Hängebrücke über den Rio Cauca in Columbien, der Landungsbrücke in Swakopmund, der Drehbrücke in Emden und vor allem einem Modell einer sehr gefällig wirkenden Kabelhängebrücke über den Rhein. — Die Brückenbauanstalt der Friedrich-Alfred-Hütte Rheinhausen[13]) der Firma Krupp, A.-G. gibt neben einer farbigen Darstellung einer großen Strombrücke die Konstruktion der jetzt im Bau befindlichen Eisenbahnbrücke der Linie Hannover—Berlin über die Elbe bei Hämerten,[14]) den Blick in eine Werkstatthalle mit zwei Bogenbrückenträgern auf der Zulage und in einem Mittelpylon zahlreiche transparente Bilder von Eisenkonstruktionen aller Art.

Zum siebzigsten Geburtstage von Friedrich Maximilian Peters. Der Unterstaatssekretär a. D. Exzellenz Peters wurde am 7. Oktober 1856 in Berlin geboren. Nach Abschluß seiner Studien trat er im Jahre 1877 als Referendar in den Staatsdienst ein und kam am 8. Dezember 1879 als Regierungsreferendar zur Regierung in Stettin. Als Regierungsassessor arbeitete er bis Ende Februar 1892 bei den Regierungen in Schleswig und Marienwerder. Am 13. Mai 1888 wurde er zum Regierungsrat ernannt und am 1. März 1892 als Hilfsarbeiter in die Bauabteilungen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten einberufen. In schneller Folge rückte er dort zum Wirklichen Geheimen Oberregierungsrat mit dem Range eines Rates I. Klasse auf. Am 23. März 1908 wurde er Ministerialdirektor, und am 11. April 1916 erhielt er den Rang eines Wirklichen Geheimen Rats mit dem Prädikat „Exzellenz". Am 30. Dezember 1918 zum Unterstaatssekretär im Ministerium der öffentlichen Arbeiten ernannt, wurde ihm im September 1919 die Leitung der in Entstehung begriffenen Wasserstraßenabteilung im Reichsverkehrsministerium übertragen. Als am 1. April 1921 das Ministerium der öffentlichen Arbeiten aufgelöst wurde, trat Peters unter Aufrechterhaltung des ihm erteilten Sonderauftrages (Führung der preußischen Stimmen bei der Internationalisierung der Ströme, zugleich als Kommissar des Reichsverkehrsministers) in den Ruhestand. Neben seinen dienstlichen Obliegenheiten bekleidete er das Amt eines Mitgliedes des Gerichtshofes zur Entscheidung der Kompetenzkonflikte (1906), den Posten des stellv. Vorsitzenden des Preußischen Gesamtwasserstraßenbeirats (1907 bis 1913), das Amt eines ordentlichen Mitgliedes des Wirtschaftlichen Ausschusses im Main-Donau-Stromverband (1918), das Amt eines stellv. Bevollmächtigten zum Bundesrat sowie vom Jahre 1919 ab den Posten des Vorsitzenden des Preußischen Landes-Wasserstraßenbeirats.

Die vielseitige schriftstellerische Tätigkeit des Jubilars, besonders seine scharfsinnigen Untersuchungen über Schiffahrtabgaben sind bekannt.

Die Wiederherstellung des Calaveras-Staudammes. Etwa zehn Jahre lang hat der für die Wasserversorgung von San Francisco gebaute Calaveras-Staudamm im Mittelpunkte fachmännischer Aufmerksamkeit gestanden: Zunächst verfolgte man die nach Umfang und Baustelleneinrichtung gleich bemerkenswerten Arbeitsvorgänge beim Einspülen, erörterte dann den Dammrutsch vom März 1918 und das sich daran anschließende Absacken großer Teile an der Wasserseite, schließlich die ersten vorläufigen sowie die späteren endgültigen Wiederherstellungsarbeiten. Diese sind jetzt beendet; zwar ist für später eine weitere Erhöhung der jetzt 67 m hohen Dammkrone um 10,65 m vorgesehen, das jetzige Bauprogramm ist jedoch abgeschlossen, und es sei daher im folgenden auf einen Bericht eingegangen, den S. A. Elliott in Eng. News-Rec. vom 1. April 1926 bringt.[15])

Das nun völlig wiederhergestellte Bauwerk hat eine Masse von 2 647 600 m³ und schließt ein Sammelbecken von rd. 150 Mill. Liter ab. Der untere Teil des Dammkörpers war im Spülverfahren eingebracht, das

---

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 6 u. 9: Schonnopp, Eiserne Spundwände.

[2]) Über Ausführungen der Dortmunder Union siehe u. a. „Die Bautechnik" 1926, Heft 15: Die Brücke über den Hafenmund in Gelsenkirchen; ferner ebenda 1925, Heft 47: Gaber, Das Ergebnis des Wettbewerbs für die dritte Neckarbrücke.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 20: Lewerenz, Die neue Pregelbrücke zu Königsberg (Preußen).

[4]) Ebenda 1924, Heft 52 S. 592.

[5]) Ebenda 1925, Heft 22, 31 sowie 46 u. f. (s. a. Fußnote 2).

[6]) Ebenda 1926, Heft 41: Wasserlose Gasbehälter.

[7]) Ebenda 1924, Heft 7, 9 u. 16: Mangold, Die Entwicklung der beweglichen Wehre; ferner 1924, Heft 44: Freytag, Walzenwehre mit Winterbetrieb, 1925, Heft 8, S. 93 sowie 1925, Heft 18: Ottmann, Eisabführung an Wehren und 1926, Heft 32 u. 33: Salisco, Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau.

[8]) Über weitere neue Ausführungen der M. A. N. siehe u. a. „Die Bautechnik" 1924, Heft 37 u. f.: Schaper, Der Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm; ferner 1926, Heft 20 u. 22: Weidmann, Die Lechbrücke bei Hochzoll; 1926, Heft 23 u. 24: Schlodtmann, Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener, und 1926, Heft 37: Schaper, Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

[9]) Ebenda 1926, Heft 46: Bau einer Eisenfachwerkbrücke im freien Vorbau auf Sumatra.

[10]) Neuere Eisengroßbauten der Firma Klönne siehe u. a. „Die Bautechnik" 1925, Heft 35: Modell des Schiffshebewerkes bei Niederfinow; ferner 1926, Heft 33: Karner, Montage einer Eisenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal durch Überschieben, sowie 1926, Heft 46: Karner, Die Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede.

[11]) Ebenda 1926, Heft 11: Tils, Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.

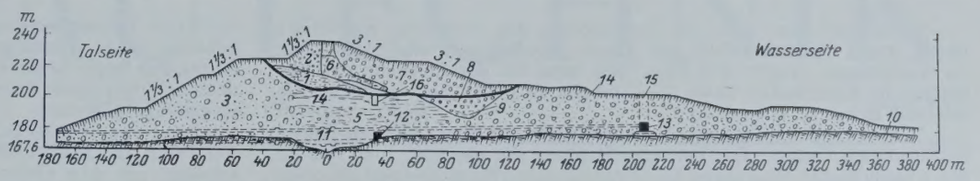
[12]) Ebenda 1924, Heft 26: Sperber, Die dritte Elbbrücke bei Hamburg. Vergl. auch 1926, Heft 32: Schaper, Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

[13]) Ebenda 1925, Heft 2: Brückenbauten der Friedrich-Alfred-Hütte.

[14]) Ebenda 1925, Heft 15 u. 16: Kreß, Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Vergleiche über denselben Gegenstand Zwach, 1926, Heft 3, 4 u. 8 sowie zwei in Vorbereitung befindliche weitere Aufsätze.

[15]) Weitere Mitteilungen über den Gegenstand bringt die genannte Zeitschrift in den Heften vom 19. August 1916: Erste Ausführung, vom 4. April 1918: Bericht über den Dammrutsch, vom 26. Dezember 1918: Erörterungen zum vorherigen, vom 18. Januar 1923: Bericht über die Aufschüttungsarbeiten.

durch den mehrfach erwähnten Bauunfall unterbrochen wurde, bei dem 610 000 m³ Füllerde und Teile des Tonkernes in das Staubecken rutschten. Der obere Teil hat daraufhin einen Kern aus gewalzten Tonlagen erhalten und besteht in den äußeren Schichten aus Steinschüttung. Nach Abb. 1 wurde nach dem Dammrutsch der stehen gebliebene, immer noch rd. 2 295 000 m³ umfassende Dammkörper nach oben zu durch die stark ausgezogene Linie begrenzt, und die zunächst vorgenommenen Wiederherstellungsarbeiten gliederten sich in folgende drei Abschnitte:



1 Gewalzte Schuttlagen. *2* Steinschüttung. *3* Im Baggerbetrieb aufgefülltes festes, aber durchlässiges Material. *4* Lehmschüttung. *5* Harter, undurchlässiger Ton. *6* Gewalzte Tonlagen. *7* Steinschüttung. *8* Schlammiges Material entfernt und durch Steinschüttung ersetzt. *9* Ton-Barre. *10* Weicher Ton. *11* Betonkanal. *12* u. *13* Beton-Abschlußwall. *14* Neue Böschung nach dem Rutsch vom März 1918. *15* Runder Notauslaß. *16* Schlitz.

Abb. 1. Querschnitt.

Einbringen einer Decklage von gewalzter Füllerde;
Bau eines Auslaßschachtes von 3,65 m Innendurchmesser bis auf vorhandene Abschlußleitung an der Dammsohle;
Vortrieb eines betonierten, 2,40 m weiten Ablaufstollens von rund 445 m Länge durch das westliche Widerlager.

Die Wasserhöhe im Staubecken wurde auf rd. 20 m zwischen Sohle bis zu Oberkante Auslaßschacht beschränkt; 1920 wurde dieses Maß auf etwa 27 m und die Schichtung gewalzter Füllerde auf 36,50 m über Beckensohle gebracht.

Im Jahre 1920 wurde auch — nach umfangreichen Probebohrungen — mit den Vorarbeiten für die Wiederherstellung begonnen. Jene Bohrungen hatten gezeigt, daß in Dammitte von der gewalzten Füllschicht nach der Wasserseite zu, in Tiefen von 4,5 bis 12 m, sich ein fester Kern aus dem ursprünglich eingespülten Ton gebildet hatte, bedeckt mit hauptsächlich aus Sandstein und Schiefer bestehendem Geröll. Der in Abb. 1 sichtbare 3 m breite Schlitz wurde bis zu dem unversehrten Dichtungskern längs der Stromseite der gewalzten Füllschicht ausgehoben und mit dem Ton hinterfüllt, der sich seinerzeit bei dem Dammrutsch abgelagert hatte und wegen seiner Lage außerhalb der geplanten neuen wasserseitigen Böschung verwendbar war. Wegen der verhältnismäßig kleinen Massen und weil das steinige Aushubmaterial eine Auslese erforderte, geschahen diese Arbeiten von Hand. Der Schlitz war deshalb nach der Wasserseite zu angeordnet, um mit ihm nicht so tief gehen zu müssen, wie dies bei seiner Verlegung in die Dammitte erforderlich gewesen wäre. 1921 war der Entwurf für den neuen Damm fertiggestellt: Er sah die Ausführung im Trocken-Schüttverfahren mit einem in Lagen gewalzten mittleren Tonkern von 30 m Stärke in Höhe + 213 und 7,6 m Breite in Dammkrone vor. Dieser Dammkern wurde auf beiden Seiten durch lose geschüttete Schiefer- und Sandstein-Massen verstärkt, und der neue Damm wies nach der Stromseite eine Böschung im Verhältnis 3:1 auf, durch zwei Bermen von 15,25 m Breite in Höhe + 209 und von 18,9 m Breite in Höhe + 225 unterbrochen, wobei die Geländehöhe des anschließenden Teils auf etwa + 183 lag.

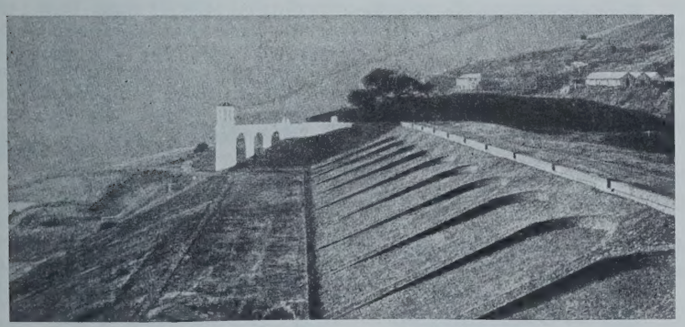


Abb. 2. Aufnahme der Wasserseite.

Die rückwärtigen Böschungen erhielten die Steigung $1^1/_3$:1, entsprechend der natürlichen Schichtung des verwendeten Materials. Wie auch aus Abb. 1 hervorgeht, wurden dazu nur geringe Schüttmassen nötig, da der Damm hier bis zu Höhe + 225 geblieben war. Die Dammkrone mit 19,50 m Gesamtbreite und 366 m Länge liegt auf Höhe + 236. Für die Anlage der Berme auf Höhe + 225 war die Rücksicht auf die für später in Aussicht genommene Erhöhung des Dammes auf + 247 bestimmend. Man will bei ihr eine Leerung des Beckens vermeiden und hat sie nach der Vollendung des 3000 m langen Stollens vorgesehen, durch den auch der Abfluß des oberen Alameda Creek in das Calaveras-Becken geleitet wird.

Der aus einem betonierten, den Abflußstollen schneidenden Schacht bestehende Notauslaß (Abb. 1) befindet sich etwa 137 m von dessen Mündung. Ein Überlauf, dessen Leistung mit 750 m³/Sek. etwa einer Regenhöhe von 25 cm für den Tag und das gesamte Einzugsgebiet entspricht, ist an der Westseite unmittelbar unter dem Damm eingebaut.

Bevor man sich endgültig für das zu wählende Arbeitsverfahren entschied, hatten eingehende Erhebungen stattgefunden: Ein Spüldamm wäre jedenfalls dann das vorteilhafteste gewesen, wenn man das Füllmaterial aus dem Becken hätte entnehmen können. Da dieses jedoch während der Bauzeit gefüllt bleiben sollte, hätte man eines besonders kräftigen Saugbaggers für stark wechselnde Wassertiefen bis 24 m bedurft. Außerdem wäre zu dieser wechselnden großen Saughöhe noch die bedeutende Förderhöhe hinzugekommen und somit ein außerordentlich starker Pumpen- und Geräte-Park erforderlich gewesen. Alles dies hätte naturgemäß große und kaum wieder hereinzubringende Einrichtungskosten verursacht; anderseits waren reichliche Mengen Sandstein und Schiefer aus einem Steinbruch in Nähe der Baustelle verfügbar und mit verhältnismäßig geringem Feldbahnmaterial zu fördern. Die Kosten für eine Ausführung des Dammes in trockener Schüttung waren daher im voraus ziemlich genau zu ermitteln und jedenfalls nicht höher als die des mit den vorerwähnten Schwierigkeiten belasteten Spülverfahrens. Ein geschütteter Damm bot ferner den Vorteil, daß er all die Bedenken überflüssig machte, die sich nach den schlechten Erfahrungen mit dem Rutsch vom Jahre 1918 gegen einen Spüldamm erhoben. Man hatte als fernere Möglichkeit in Betracht gezogen, wenigstens den Dammkern im Spülverfahren in einen zwischen den zu schüttenden Außenteilen des Dammes ausgesparten Schlitz einzubringen unter Verwertung des feineren Materials des aus dem Steinbruch gewonnenen Abraums. Auch hiervon kam man jedoch ab, einerseits wegen der dadurch bedingten Verteuerung, dann aber auch, weil die Einheitlichkeit des Dammkörpers durch das Verfahren zu stark beeinträchtigt worden wäre. Ki.

Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich in der Zeit vom 20. bis 24. September 1926. Die Eidgenössische Technische Hochschule Zürich hatte zu einer internationalen Aussprache über dringliche Fragen des Brücken- und Ingenieurhochbaues für die Zeit vom 20. bis 22. September und zur Besichtigung bedeutender Brückenbauten am 23. und 24. September eingeladen. 15 Nationen folgten der Einladung. 160 Vertreter aus 16 Staaten nahmen an der Tagung teil, Professoren der Brückenbauwissenschaft, Brückeningenieure der Baubehörden und Eisenbahnen und die leitenden Ingenieure der großen Eisenbau- und Tiefbauunternehmungen. Die große Teilnehmerzahl ist ein Beweis dafür, daß ein großes Bedürfnis für eine solche Aussprache bestand. Waren doch in den letzten Jahren in den verschiedenen Staaten große Fortschritte auf den einzelnen Gebieten der Brückenbauwissenschaft gemacht worden, so in der Berechnung eiserner und steinerner Brücken, in der baulichen Durchbildung der Einzelheiten und in der Formgebung eiserner Brücken, in der Messung der Formänderungen eiserner und steinerner Brücken unter den bewegten Lasten, in der Ermittlung der Stoßziffer der bewegten Lasten, in der Unterhaltung der Brücken und in der Herstellung und Verarbeitung hochwertiger Baustoffe.

Am Montag, den 20. September, eröffnete der Präsident Prof. Dr. A. Rohn, der bis vor kurzem den Lehrstuhl für Brückenbau an der Technischen Hochschule in Zürich innehatte und jetzt oberster Leiter des Schweizerischen Schulwesens ist, die Tagung im Auditorium maximum der Technischen Hochschule mit einer glänzenden Begrüßungsansprache, die allerseits lebhafte Zustimmung fand. Es folgten dann die einzelnen Vorträge, die wegen ihrer großen Zahl auf 15 Minuten beschränkt werden mußten. Es sprachen in zeitlicher Reihenfolge die nachstehend genannten Vortragenden über folgende Gebiete:

Erster Tag.

1. Schaper-Berlin über die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926. Es wurden die größten und wichtigsten Brückenbauten in Eisen und Stein, darunter auch die neuen Klapp- und Drehbrücken erörtert. Dabei wurde der Erläuterung der Formgebung der Überbauten und der Verwendung des hochwertigen Baustahls St 48 besondere Beachtung geschenkt.

2. Hiort-Lorenzen-Kopenhagen über die Brückenbauten der dänischen Staatsbahnen in den Jahren 1914 bis 1926. Der Vortragende gab eine kurze Übersicht über diese Brückenbauten, die kleinere und mittlere Abmessungen haben, meist in Eisenbeton ausgeführt sind und zum Teil sehr schöne äußere Formen zeigen.

3. Schaechterle-Stuttgart über wirtschaftliche Vergleiche zwischen Eisenbeton- und Eisenbauten. Der Vortragende zeichnete klar und deutlich die Aufgabengebiete der beiden Bauweisen und die Grenzen, die jeder der beiden gezogen sind.

4. Beggs-Princeton (Nordamerika) über ein von ihm erfundenes Rechnungsverfahren nach Modellen für schwierige statisch unbestimmte Trägergebilde. Das Verfahren unterscheidet sich von den Modellrechnungsverfahren nach Gottschalk und Rieckhof dadurch, daß es die Verschiedenartigkeit der Trägheitsmomente der Trägergebilde genau berücksichtigt und die Formänderungen so klein wiedergibt, daß sie durch ein Mikroskop gemessen werden müssen. Das Verfahren liefert nach den Mitteilungen schweizerischer Ingenieure schnelle und gute Ergebnisse.

5. Wyß-Danzig über die Kraftfelder in festen elastischen Körpern und ihre praktische Anwendung. Die vom Vortragenden behandelten eigenen Forschungen bringen Licht in das bisher noch sehr dunkle Gebiet der Spannungsverteilung verwickelter Gebilde, wie es z. B. die Knotenbleche von Fachwerkträgern sind.

6. Hübner-Bern über die Untersuchung der Verteilung von Einzellasten durch Fahrbahntafeln aus Eisen, Eisenbeton und Holz. Diese Untersuchungen zeigen den Weg, den man bei der Annahme der Verteilung der Einzellasten durch die Fahrbahn zu gehen hat, um wirtschaftlich und sicher zu konstruieren.

7. Meyer-Bern über die Meßinstrumente für Messungen an Bauten bei bewegten Lasten. Der Vortragende führte die neueren, zum Teil bei den umfangreichen Messungen der Schweizerischen Bundesbahnen erprobten Spannungsmesser vor.

8. Gehler-Dresden über die Ausbildung und Anwendung des neuen Baustahls St 48 und des Si-Stahles. Der Vortragende berichtete über seine umfangreichen eingehenden Untersuchungen der beiden neuen Stähle. Er betonte lebhaft ihre vorzüglichen Eigenschaften und hob besonders hervor, daß das Arbeitsvermögen der beiden neuen Stähle dem des Flußstahles St 37 nicht unerheblich überlegen sei.

9. Hawranek-Brünn über die Erfahrungen bei der Berechnung von Brücken in hochwertigem Stahle und bei ihrer Bearbeitung. Der Vortragende konnte über die großen Ersparnisse, die durch Verwendung des St 48 bei großen Brücken erzielt werden, und über die günstigen Erfahrungen bei der Verarbeitung des St 48 berichten.

10. Kommerell-Berlin über die Erfahrungen mit dem neuen St 48 und dem F-Stahle. Kommerell ergänzte die Ausführungen Gehlers durch Mitteilungen über die Erfahrungen, die die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft mit dem St 48 bei ihren neuen Brücken gemacht hat, und über die Bestrebungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Einführung des F-Stahles.

11. Hort-Berlin über die rechnerische Ermittlung dynamischer Vorgänge, insbesondere Beanspruchungen bei Brücken. Hort erläuterte ein verhältnismäßig einfaches Rechnungsverfahren zur Ermittlung der Schwingungen und der durch sie hervorgerufenen Spannungen eiserner Brücken unter bewegten Lasten.

12. Dumas-Lausanne über die rollende Reibung von Kugeln und Zylindern. Er wies nach, daß die rollende Reibung nicht in dem Maße, wie vielfach angenommen wird, von der Größe des Durchmessers abhängig ist.

13. Fröhlich-Bern über die elektrische Schweißung im Eisenbrückenbau. Nach den Ausführungen Fröhlichs ist von der Schweißung von Stabverbindungen im Eisenbrückenbau nicht viel zu erwarten. Dagegen kann die Schweißung mit Erfolg beim Aufschweißen von Verstärkungsteilen und von untergeordneten Bauteilen, z. B. von Zentrierleisten auf Schwellenträgern, angewendet werden.

14. Engelund-Kopenhagen über zwei neuere größere Brückenbauten in Dänemark. Besonders lehrreich war bei diesem Vortrage die Schilderung der beiden Gründungsarten. Bei beiden ist die teure Druckluftgründung erspart worden, und zwar bei der einen dadurch, daß über die Köpfe von gerammten Eisenbetonpfählen unten offene Hohlpfeiler gestülpt wurden und dann die Verbindung zwischen Pfählen und Pfeilern durch Ausbetonieren hergestellt wurde, und bei der anderen dadurch, daß unten geschlossene Hohlpfeiler bis auf die Flußsohle abgesenkt wurden, dann durch bestimmte schwache Stellen der Böden der Hohlpfeiler Eisenbetonpfähle bis in den tragfähigen Baugrund gerammt und schließlich Pfeiler und Pfahlköpfe durch Ausbetonieren der Hohlräume der Pfeiler miteinander verbunden wurden.

15. Hülsenkamp-Berlin über die Prüfung von Rostschutzfarben. Der Vortragende betonte vor allem die Notwendigkeit eines Schnellprüfungsverfahrens, um bei neuen Rostschutzfarben sich in kurzer Zeit ein sicheres Urteil über die Brauchbarkeit der Farben zu bilden und so den Fortschritt in der Güte der Rostschutzfarben zu fördern. Die verschiedenen, in Deutschland im Gebrauch befindlichen Schnellprüfungseinrichtungen wurden geschildert.

Zweiter Tag.

16. Emperger-Wien über Versuche mit Säulen aus umschnürtem Beton und umschnürtem Gußeisen. Der Vortragende führte später noch in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule einen solchen Versuch den Teilnehmern vor Augen.

17. Spindel-Innsbruck über frühhochfesten Zement und Beton. Der bekannte Vorkämpfer für hochwertige Zemente in Österreich schilderte die ausgezeichneten Erfolge der österreichischen Zementfabriken in der Herstellung solcher Zemente.

18. Petry-Oberkassel über hochwertige Zemente. Der Vortragende erläuterte die erfolgreichen Bestrebungen der deutschen Zementfabriken auf dem Gebiete der Herstellung hochwertiger Zemente.

19. Graf-Stuttgart über allseitig aufliegende, rechteckige Eisenbetonplatten mit verschiedener Bewehrung.

20. Saliger-Wien über Versuche mit Eisenbetondruckrohren.

21. Paris-Lausanne über die Berechnung und Bewehrung der Wände eines Wasserbehälters in Lausanne.

22. Kleinlogel-Darmstadt über die Baukontrolle des Betons. Kleinlogel betonte auch hier nachdrücklich die schon an anderer Stelle[1]) erhobenen Forderungen nach einer scharfen Baukontrolle der Betonarbeiten, um einwandfreie und dauerhafte Bauwerke aus Beton zu erhalten.

23. Nater-Bern über die Ergebnisse der Belastungsproben des Sitterviaduktes bei St. Gallen. Der neue, fünf Öffnungen von 30 m Lichtweite überspannende, mit seiner Oberkante 60 m über der Sitter liegende Viadukt aus Beton mit Steinverkleidung wurde als durchlaufender Bogenträger berechnet und danach bemessen. Dadurch traten ganz erhebliche Ersparnisse gegenüber der Bemessung nach der üblichen Berechnung eines Viaduktes als eines aus einzelnen voneinander unabhängigen Bogen bestehenden Gebildes ein. Die eingehenden Messungen an dem Sitterviadukt haben die Richtigkeit des neuen Rechnungsverfahrens einwandfrei erwiesen.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1926, Heft 3, 5 u. 15.

24. Schachenmeier-München über einige Sonderfragen beim Bau von Hängebrücken sehr großer Stützweiten. Der durch seine Arbeiten auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues bekannte Fachmann erörterte einige wichtige, zum Teil noch offene Fragen beim Bau weitgespannter Hängebrücken, unter anderen die Frage nach der einwandfreien Aufnahme der Windkräfte.[2])

25. Bazant-Prag über die Nebenspannungen in Fachwerkträgern.

26. Hartmann-Wien über die Nebenspannungen in eisernen Fachwerkbrücken. Der Vortragende erläuterte, welche Trägergebilde hohe und welche geringe Nebenspannungen erleiden, und gab einfache Formeln zur Berechnung der Nebenspannungen bekannt.

27. Kulka-Hannover über den Bau der Lidingö-Brücke bei Stockholm. Die äußerst schwierigen und lehrreichen Arbeiten bei der Gründung der Pfeiler und bei der Aufstellung des großen eisernen Überbaues dieser Brücke wurden an der Hand von vorzüglichen Lichtbildern erörtert.[3])

28. Paschoud-Lausanne über die Berechnung räumlicher Fachwerke.

29. Homann-Münster über die Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Brücken. Der Vortragende erläuterte die jetzt von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beim Entwurf ihrer neuen eisernen Brücken angewandten Konstruktions- und Berechnungsgrundsätze.

30. Schmuckler-Berlin über die neuen Eisenhallenbauten in Deutschland. Es wurden in Lichtbildern die neueren und neuesten deutschen Eisenhallen für Bahnhöfe, Ausstellungen, Fabriken und Werkstätten vorgeführt. Sie zeigen einfache, meist vollwandige und sehr schöne Binderformen mit ausgezeichneter Raumwirkung; sie können als Musterleistungen des Eisenhochbaues in konstruktiver und schönheitlicher Hinsicht angesehen werden.

31. Sturzenegger-Zürich über die Entwicklung des Tragwerkbaues im Schweizerischen Kraftübertragungsnetz. Der Vortragende zeigte, welche Wege man in der Schweiz gegangen ist, um den Tragwerkstützen der Hochspannungsleitungen, die das Landschaftsbild stark beeinflussen, zweckmäßige und schöne Formen zu geben, die das schöne Landschaftsbild der Schweiz nicht verunzieren. Dr.-Ing. ehr. Schaper.

(Schluß folgt.)

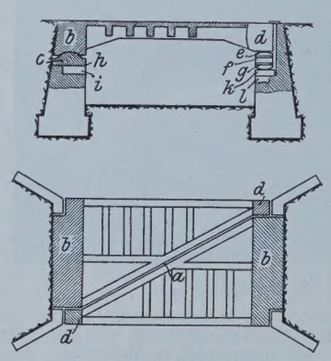
[2]) Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1924, Heft 40, S. 441 u. f.

[3]) Vergl. „Bau der Lidingö-Brücke bei Stockholm“. Von Schaper. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Bergschadensichere Brücke (Kl. 19d, Nr. 426941 vom 15. 8. 1924 von Gerhard Schmücking in Essen-Ruhr). Um die bei Bergschäden wirksamste Lagerung von Bauwerken, d. h. die statisch bestimmte Lagerung zu erzielen, wird die Dreipunktlagerung gewählt. Zu diesem Zwecke wird die Brückenplatte oder der ganze Brückenkörper im Grundriß durch eine oder mehrere Trennungsfugen *a* in zwei oder mehrere Dreiecke unterteilt. Die beiden Dreieckseiten *b* ruhen, um die Achsen der Widerlager drehbar, auf den Wälzfugen *c*; die gegenüberliegenden Stützpunkte *d* sind in Nischen der Widerlager auf Eisenbetonwälzkörpern *e*, *f*, *g* nach allen Richtungen frei drehbar und verschieblich gelagert. Wagerechte Trennungsfugen *h* und unter ihnen befindliche Nischen *i*, sowie Nischen *l* unter den Auflagerkörpern *k* ermöglichen das Heben der Brücke mittels einer einzigen Hebepresse, die nacheinander in den Nischen aufgestellt wird.



Personalnachrichten.

Oldenburg. Der Regierungsbaurat Berry in Eutin ist zum 15. Oktober mit der Verwaltung des Weg- und Wasserbauamts Münsterland in Cloppenburg beauftragt und der Regierungsbaurat Brahms in Cloppenburg zum gleichen Zeitpunkt nach Eutin versetzt unter Ernennung zum Regierungsbaurat bei der Regierung in Eutin.

INHALT: Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues. — Neuere selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen. — Bau einer Eisenbeton-Senkkasten-Kaimauer im Hafen von Kobe (Japan). — Neue Auslandkornspeicher der Amme, Giesecke & Konegen A.-G. (Ageka), Braunschweig. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Sonderausstellung deutscher Brückenbauanstalten auf der Kölner Herbstmesse. — Zum siebzigsten Geburtstage von Friedrich Maximilian Peters. — Wiederherstellung des Calaveras-Staudammes. — Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich in der Zeit vom 20. bis 24. September 1926. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 15. Oktober 1926 Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Tragwerke für Taglichtsignale.

Von Ing. Dr. **K. Melicher**, Wien.

Die Einführung der Scheiben- und Flügelsignale auf Masten brachte mit Rücksicht auf besondere örtliche Verhältnisse, entweder Platzmangel oder bessere Sichtbarkeit, in weiterer Folge das Erfordernis nach umfangreicheren Tragkonstruktionen mit sich. Diese lassen sich ihrem Wesen nach in Signalausleger, das sind Ständer mit ausgekragten Trägern, und in Signalbrücken einteilen.

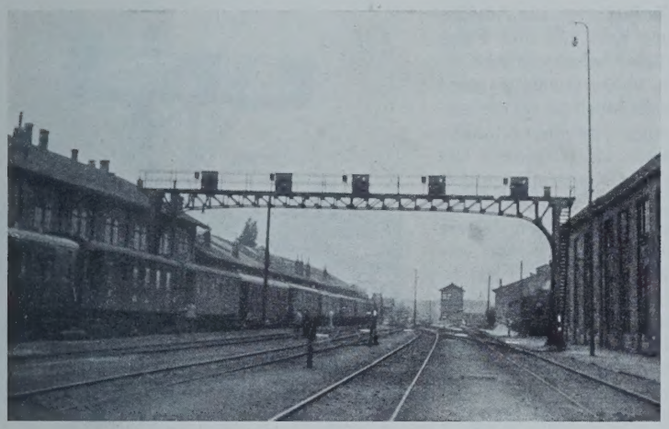


Abb. 1. Signalsteg am Wiener Nordbahnhof.

Das in letzter Zeit bei verschiedenen europäischen Bahnverwaltungen in Einführung stehende System der Taglichtsignale bietet zufolge seiner gegenüber den erstgenannten Systemen wesentlich verschiedenen Einrichtung für die Durchbildung der erforderlichen Tragkonstruktionen teilweise geänderte Verhältnisse.

Auch die Verwaltung der österreichischen Bundesbahnen führte im verflossenen Jahre erstmals auf dem West- und Nordbahnhof in Wien Taglichtsignale ein, deren zweckdienliche Anordnung die Ausführung von Auslegern und Stegen erforderte. Die konstruktive Durchbildung dieser Tragwerke sei im folgenden näher erörtert.

Für derartige Tragwerke ergaben sich vor allem folgende signaltechnische Erfordernisse:

1. Sichere Zugänglichkeit und bequeme Bedienungsmöglichkeit aller Signalkörper zwecks regelmäßiger Reinigung und etwaiger Auswechslung ihrer Ersatzteile,

2. Erzielung einer möglichst einheitlichen und scharfen Gesamtbildwirkung auf weitere Sicht unter strenger Wahrung der Markierung von Signalgruppen für einzelne Fahrstraßen.

Diesen beiden Forderungen wurde bei den ausgeführten Konstruktionen einerseits dadurch Rechnung getragen, daß die Signalkörper möglichst in der Höhe des Laufsteges auf beweglichen Schildern, die sich zur bequemeren Bedienung der einzelnen Körper senkrecht zur Stegachse eindrehen lassen, eingebaut wurden. Anderseits wurde durch die Ausgestaltung dieser Schilder als Türflügel von Geländerhöhe erreicht, daß fast durchweg die vom obersten Geländerholm und der Unterrkante der Tragkonstruktion gebildete Gesamtumrißlinie ungestört blieb und so schon die Anlage für sich, abgesehen von der Einzelsignalwirkung, für jede Fahrstraße durch ihr Umrißbild den Ausfahrtbereich auf weitere Sicht hin markiert.

Abb. 3. Ansicht des Brückenstellwerkes am Wiener Westbahnhof.

Für die Festigkeitsberechnung waren hinsichtlich der Einwirkung der Windkräfte und der zulässigen Beanspruchungen die für sonstige Brücken und Stege bestehenden behördlichen Verordnungen und Vorschriften maßgebend. Als Nutzlast wurde mangels besonderer Vorschriften in Anlehnung an die vorgenannten entweder eine Gleichlast von 100 kg/m² oder eine Einzellast von 150 kg in Rechnung gestellt.

Als erstes dieser Tragwerke kam ein Signalsteg am Wiener Nordbahnhof (Abb. 1) zur Aufstellung. Dieser wurde in Anlehnung an derartige für Formsignale an der Südbahnstrecke bereits bestehende Ausführungen als zweigelenkiges Rahmenfachwerk von 22,52 m Stützweite ausgebildet. Hierfür waren rd. 10 600 kg Eisen erforderlich, was ungefähr 470 kg für 1 m Spannweite ausmacht. Im Vergleich zu der vorerwähnten Konstruktion für Formsignale, die bei 28,84 m Stützweite ein Konstruktionsgewicht von 20 800 kg hat, bedeutet dies eine Ersparnis von rd. 240 kg/m.

In weiterer Folge kam ein Steg am Westbahnhof zur Ausführung (Abb. 2). Dieser wurde einerseits mit Rücksicht auf die örtlichen Fahrstraßenverhältnisse, anderseits um eine Abminderung des Schubes zu erzielen, als zweigelenkiger Kragrahmen von 14,20 m Stützweite und 530 mm Kragarmlänge ausgebildet. Diese Ausführung erforderte 8910 kg Eisen und weist somit ein Gewicht von 360 kg für 1 m überspannter

Abb. 2.
Signalsteg am Wiener Westbahnhof.

Abb. 4. Brückenstellwerk am Wiener Westbahnhof.
Konstruktionsmontage.

Länge auf, was eine neuerliche Ersparnis von 110 kg/m gegenüber dem Nordbahnsteg darstellt.

Nach diesen Beispielen scheint es auf Grund der in der Folge sich einstellenden Erfahrungen über die Zweckmäßigkeit der bis jetzt vorgesehenen Bedienungseinrichtungen nicht ausgeschlossen, unter Bedachtnahme auf weitere wirtschaftliche Raum- und Tragwerknutzung das Metergewicht noch mehr herabzumindern und so zu einer befriedigenden Einheitskonstruktion zu gelangen.

Gleichzeitig mit der Ausführung des Steges machte der Ausbau der elektrischen Kraftstellanlage des Westbahnhofes unmittelbar vor der Hallenausfahrt die Anlage eines Stellwerkes erforderlich. Dieses wurde als Brückenstellwerk mit beiderseitigen Signal- und Zugangstegen derart ausgebildet, daß das Stellwerkhäuschen über einem zweigelenkigen Kragrahmenbock von 9,51 m Stützweite und 1,54 m Kragarmlänge errichtet wurde (Abb. 3 u. 4). In die Arme sind die Stege von rd. 9,8 m Stützweite beiderseits eingehängt. Die andere Abstützung der Stege geschieht auf der einen Seite durch einen Pendel-Stützbock, auf der anderen Seite durch den Stiegenständer.

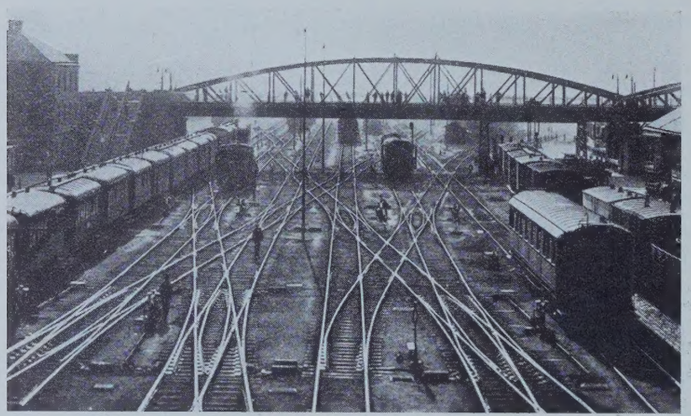


Abb. 5. Brückenstellwerk am Wiener Westbahnhof. Ausblick auf die Fahrstraßen.

Der in der Mitte des Häuschens gelegene Stellwerkraum, in dem die von der Firma Stephan Götz u. Söhne (A. E. G. Berlin) gelieferte Stellwerkanlage eingebaut ist, dient zur Aufnahme eines Fahrdienst- und Stellwerkleiters und bietet bequeme Übersicht über den gesamten Bedienungsbereich (Abb. 5). Das Häuschen selbst ruht auf einer auf den Rahmenbock gelegten Eisenbetonplatte. Durch Einbau einer zweiten Tragplatte in der Unterflucht des Rahmenbalkens wurde unter dem Stellwerkraum ein Zwischenboden von Trägerhöhe geschaffen, der zur Aufnahme der Kabelanschlüsse an die Apparate dient.

Die Signal- und Zugangbrücken sind als Blechträger ausgebildet, deren Höhe aus Gründen einer einheitlichen und gefälligen Bildwirkung gleich jener des Rahmenbalkens gewählt wurde.

Die Schilder für die Signalkörper sind auch hier als Türen ausgebildet und in die Geländer des Steges eingebaut. Die Bedienungsmöglichkeit der Fahrsignale 1 und 2, die an der Stirnwand des Häuschens angebracht sind, wurde dadurch erreicht, daß sie mittels Seilzuges hochgehoben und um eine wagerechte Achse in den Stellwerkraum eingeschwenkt werden können.

Die Gesamtanlage, die als erste dieser Art in Österreich zur Ausführung kam, erforderte bei 32,14 m überspannter Länge ein Konstruktionsgewicht von 26 200 kg. Das entspricht rd. 815 kg/m. Dieses gegenüber den vorbesprochenen Anlagen ungefähr doppelt so große Metergewicht erscheint einerseits in der durch die Stellanlage bedingten höheren Nutz- und Verkehrslast, anderseits in der mit Rücksicht auf den häufigeren Verkehr erforderlichen etwas bequemeren Raumgestaltung der Treppenanlage und Stege begründet.

Im Gegensatze zu der freien Überspannung sämtlicher Fahrstraßen konnte das Gewicht eben nur durch die gewählte Formgebung in diesen Grenzen gehalten werden.

Schließlich sei noch ein Auslegermast angeführt, der am Wiener Nordbahnhof zur Ausführung kam und drei Fahrstraßen beherrscht (Abb. 6). Er wurde ebenfalls unter Bedachtnahme auf die eingangs erwähnten Erfordernisse als Ständer mit 3,25 m Kragarmlänge und 5,20 m Lichthöhe ausgebildet und ergab ein Konstruktionsgewicht von 1240 kg oder rund 190 kg für 1 m Konstruktionslänge. Zieht man auch hier wieder einen Vergleich mit derartigen für Formsignale bereits bestehenden Ausführungen, wofür ein vom Wiener Südbahnwerk im Jahre 1914 in besonders wirtschaftlicher Weise durchgebildeter Ständer von 2,35 m Auslegerweite und 5,80 m Höhe mit einem Konstruktionsgewicht von rd. 1400 kg ins Auge gefaßt ist, so ergibt sich, wenn man das Gewicht von rd. 300 kg für 1 m Konstruktionslänge dem obigen gegenüber hält, eine Ersparnis von 100 kg/m.

Abb. 6. Auslegersignal am Wiener Nordbahnhof.

Aus diesen kurz angeführten Beispielen von Tragwerken für Taglichtsignale läßt sich entnehmen, daß sämtliche Konstruktionen zufolge der wesentlich geänderten Anforderungen an Bedienung und Wartung sich leichter und somit billiger ausführen lassen als gleichartige Tragwerke für Formsignale. Wenn auch die Ausbildungsmöglichkeiten solcher Hilfskonstruktionen durch diese Beispiele nicht als abgeschlossen bezeichnet werden können, so ist damit doch ein Weg angedeutet, durch dessen zweckmäßige Befolgung auch das für Taglichtsignalanlagen bisweilen erforderliche Traggerüst mit der Wirtschaftlichkeit dieses Systems in Einklang gebracht werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einfluß der Bremskräfte bei einem Balken auf drei Stützen.

Von Ingenieur **Wilhelm Maurer** in Königsberg (Preußen).

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen „Vorschriften für Eisenbauwerke“ [1]) vom Februar 1925 bestimmen, daß neue Brücken nur nach den schweren Lastenzügen N und E zu berechnen sind. Dadurch gewinnt auch die Berücksichtigung der wagerechten Bremskräfte eine erhöhte Bedeutung, da die Bremskräfte zu $^1/_7$ des Gewichts aller

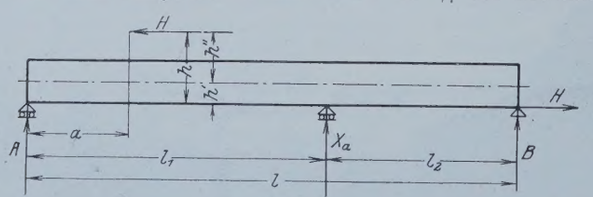


Abb. 1.

den Überbau belastenden Achsen angenommen werden. Bei statisch bestimmter Lagerung der Bauwerke bereitet die Ermittlung der Momente keine Schwierigkeiten. Langwieriger wird die Berechnung erst bei statisch unbestimmter Lagerung. Im folgenden soll nun die Einwirkung wagerechter Kräfte bei einem Balken auf drei Stützen mit Hilfe von Einflußlinien näher untersucht werden.

Die Auflagerung ist aus Abb. 1 ersichtlich. Der Balken ist einfach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größe wird der Auflagerdruck der Mittelstütze X_a eingeführt. Die Einflußlinie für X_a ergibt sich dann unter der Annahme starrer Widerlager aus der Gleichung

$$X_a = H \cdot \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}}$$

wenn H darin $= 1$ gesetzt wird.

$$E J \delta_{ma} = \int \mathfrak{M}_0 \, \mathfrak{M}_a \, dx.$$

$$E J \delta_{aa} = \int \mathfrak{M}_a^2 \, dx.$$

Einflußlinie für X_a.

$$E J \delta_{aa} = \int_0^{l_1} \left(\frac{l_2}{l} \cdot x\right)^2 dx + \int_0^{l_2} \left(\frac{l_1}{l} \cdot x\right)^2 \cdot dx$$

$$= \frac{l_2^2}{l^2} \cdot \frac{l_1^3}{3} + \frac{l_1^2}{l^2} \cdot \frac{l_2^3}{3} = \frac{l_1^2 l_2^2}{3 l^2} (l_1 + l_2) = \frac{l_1^2 l_2^2}{3 l}.$$

[1]) Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Last $H=1$ in der linken Öffnung.

Feld l_1.

$$\mathfrak{M}_a = \frac{l_2}{l}\cdot x\Big]_0^{l_1}.$$

$$\mathfrak{M}_0 = \frac{1\,h}{l}\cdot x\Big]_0^{a} \text{ bezw. } \mathfrak{M}_0 = \frac{1\,h}{l}\cdot x - 1\,h''\Big]_a^{l_1}.$$

Feld l_2.

$$\mathfrak{M}_a = \frac{l_1}{l}\cdot x\Big]_0^{l_2}.$$

$$\mathfrak{M}_0 = -\frac{1\,h}{l}\cdot x + 1\,h'\Big]_0^{l_2}.$$

$$EJ\delta_{ma} = \int_0^a \frac{l_2\,h}{l^2}\cdot x^2\,dx + \int_a^{l_1}\frac{l_2\,h}{l^2}\cdot x^2\,dx - \int_a^{l_1}\frac{l_2\,h''}{l}\cdot x\,dx - \int_0^{l_2}\frac{l_1\,h}{l^2}\cdot x^2\,dx + \int_0^{l_2}\frac{l_1\,h'}{l}\cdot x\,dx$$

$$= \frac{l_1 l_2}{l}\left\{\frac{h}{l_1 l}\left(\frac{a^3}{3}+\frac{l_1^3}{3}-\frac{a^3}{3}\right) - \frac{h''}{l_1}\left(\frac{l_1^2}{2}-\frac{a^2}{2}\right) - \frac{h}{l_2 l}\cdot\frac{l_2^3}{3} + \frac{h'}{l_2}\cdot\frac{l_2^2}{2}\right\}$$

$$= \frac{l_1 l_2}{6\,l}\left\{\frac{2\,h}{l}(l_1^2-l_2^2) - 3\,l_1\,h''\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right] + 3h'\,l_2\right\}$$

$$(1)\quad \left\{\begin{array}{l} X_a = \dfrac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \dfrac{l_1 l_2}{6\,l}\cdot\dfrac{3\,l}{l_1^2 l_2^2}\cdot\{\cdots\cdots\} \\ \qquad = \dfrac{1}{2\,l_1 l_2}\cdot\left\{\dfrac{2\,h}{l}(l_1^2-l_2^2) - 3\,l_1\,h''\left[1-\left(\dfrac{a}{l_1}\right)^2\right] + 3h'\,l_2\right\}. \end{array}\right.$$

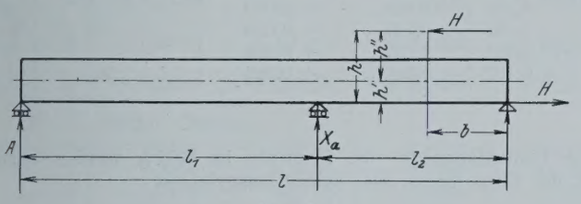


Abb. 2.

Last $H=1$ in der rechten Öffnung.

Feld l_1.

$$\mathfrak{M}_a = \frac{l_2}{l}\cdot x\Big]_0^{l_1}.$$

$$\mathfrak{M}_0 = \frac{1\,h}{l}\cdot x\Big]_0^{l_1}.$$

Feld l_2.

$$\mathfrak{M}_a = \frac{l_1}{l}\cdot x\Big]_0^{l_2}.$$

$$\mathfrak{M}_0 = -\frac{1\,h}{l}\cdot x + 1\,h'\Big]_0^{b} \text{ bezw. } \mathfrak{M}_0 = -\frac{1\,h}{l}\cdot x + 1\cdot(h'+h'')\Big]_b^{l_2}.$$

$$EJ\delta_{ma} = \int_0^{l_1}\frac{l_2\,h}{l^2}\cdot x^2\,dx + \int_0^{b}\frac{l_1\,h'}{l}\cdot x\,dx - \int_0^{b}\frac{l_1\,h}{l^2}\cdot x^2\,dx + \int_b^{l_2}\frac{l_1\,h}{l}\cdot x\,dx - \int_b^{l_2}\frac{l_1\,h}{l^2}\cdot x^2\,dx$$

$$= \frac{1}{l}\left[\frac{l_2\,h}{l}\cdot\frac{l_1^3}{3} + l_1\,h'\cdot\frac{b^2}{2} - \frac{l_1\,h}{l}\cdot\frac{b^3}{3} + \frac{l_1\,h\,l_2^2}{2} - l_1 h\cdot\frac{b^2}{2} - \frac{l_1\,h}{l}\cdot\frac{l_2^3}{3} + \frac{l_1\,h}{l}\cdot\frac{b^3}{3}\right]$$

$$= \frac{l_1 l_2}{6\,l}\left\{\frac{2\,h}{l}(l_1^2-l_2^2) + 3\,h\,l_2 - \left(\frac{b}{l_2}\right)^2[3\,l_2\,(h-h')]\right\}.$$

$$(2)\quad X_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{1}{2\,l_1 l_2}\left\{\frac{2\,h}{l}(l_1^2-l_2^2) + 3\,l_2\,h - \left(\frac{b}{l_2}\right)^2[3\,l_2\,(h-h')]\right\}.$$

Die Einflußlinie für ein angenommenes Beispiel ist am Schluß der Abhandlung ermittelt und aufgezeichnet.

Für den Sonderfall $l_1 = l_2$, $h'=0$, $h''=h$ geht Gl. 1 über in

$$(3)\quad X_a = \frac{1}{2\,l_1^2}\left\{0 - 3\,l_1\,h\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right] + 0\right\} = -\frac{3\,h}{2\,l_1}\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right].$$

Gl. 2 erhält die Form (da a und b als Bruchteile von l_1 und l_2 angenommen werden, wird auch $a=b$):

$$(4)\quad X_a = \frac{1}{2\,l_1^2}\left\{0 + 3\,l_1\,h - \left(\frac{a}{l_1}\right)^2[3\,l_1\,(h-0)]\right\} = \frac{3\,h}{2\,l_1}\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right].$$

Die Einflußlinie für diesen Fall zeigt also in beiden Feldern gleiche Ordinaten, jedoch mit verschiedenem Vorzeichen (s. Beispiel). Daraus ergibt sich, daß bei symmetrischer Anordnung der wagerechten Kräfte der Auflagerdruck $X_a = 0$ wird.

Die Einflußlinien für die Auflagerdrücke A und B lassen sich aus der X_a-Linie leicht ableiten. Es ist

$$A = A_0 - A_a X_a = A_0 - \frac{l_2}{l}\cdot X_a$$

$$B = B_0 - B_a X_a = B_0 - \frac{l_1}{l}\cdot X_a.$$

Da diese Auflagerdrücke für die Berechnung meist ohne Bedeutung sind, soll hier nicht weiter darauf eingegangen werden.

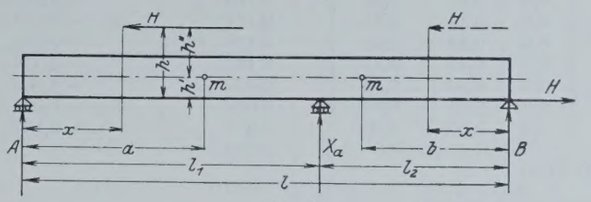


Abb. 3.

Einflußlinien für die Momente.

$$A = \frac{1\,h - X_a\,l_2}{l} = \frac{h}{l} - \frac{l_2}{l}\cdot X_a$$

$$B = \frac{-1\,h - X_a\,l_1}{l} = -\frac{h}{l} - \frac{l_1}{l}\cdot X_a.$$

1. Feld l_1.

a) $H=1$ in der linken Öffnung.

α) links von Punkt m.

$$\mathfrak{M}_m = A\,a - 1\,h'' = \left(\frac{h}{l} - \frac{l_2}{l}\cdot X_a\right)a - h''.$$

Wählt man zur Vereinfachung für die Abstände a Bruchteile von l_1, so erhält diese Gleichung die Form:

$$(5)\quad \mathfrak{M}_m = \left(\frac{l_1\,h}{l} - \frac{l_1 l_2}{l}\cdot X_a\right)\left(\frac{a}{l_1}\right) - h''.$$

β) rechts von Punkt m.

$$(6)\quad \mathfrak{M}_m = A\,a = \left(\frac{l_1\,h}{l} - \frac{l_1 l_2}{l}\cdot X_a\right)\left(\frac{a}{l_1}\right).$$

b) $H=1$ in der rechten Öffnung.

$$(7)\quad \mathfrak{M}_m = A\,a = \left(\frac{l_1\,h}{l} - \frac{l_1 l_2}{l}\cdot X_a\right)\left(\frac{a}{l_1}\right).$$

2. Feld l_2.

a) $H=1$ in der linken Öffnung.

$$(8)\quad \mathfrak{M}_m = B\,b + 1\,h' = -\left(\frac{l_2\,h}{l} + \frac{l_1 l_2}{l}\cdot X_a\right)\left(\frac{b}{l_2}\right) + h'.$$

b) $H=1$ in der rechten Öffnung.

α) links von Punkt m.

$$(9)\quad \mathfrak{M}_m = B\,b + 1\,h' = -\left(\frac{l_2\,h}{l} + \frac{l_1 l_2}{l}\cdot X_a\right)\left(\frac{b}{l_2}\right) + h'.$$

β) rechts von Punkt m.

$$(10)\quad \mathfrak{M}_m = B\,b + 1\,(h'+h'') = -\left(\frac{l_2\,h}{l} + \frac{l_1 l_2}{l}\cdot X_a\right)\left(\frac{b}{l_2}\right) + h.$$

Für den Sonderfall $l_1 = l_2$, $h'=0$, $h''=h$ zeigt die Einflußlinie für Punkt 10 ebenso wie die X_a-Linie in beiden Feldern gleiche Ordinaten mit verschiedenem Vorzeichen (s. Beispiel). Bei symmetrischer Belastung durch die wagerechten Kräfte wird also das Moment in diesem Punkt = 0.

Beispiel: $l_1 = 10{,}5$ m, $l_2 = 6{,}7$ m, $l = 17{,}2$ m,
$h' = 0{,}45$ m, $h'' = 0{,}90$ m, $h = 1{,}35$ m.

1. Einflußlinie für X_a. (Abb. 4).

a) Feld l_1. (Alle Werte der folgenden Einflußlinien sind in diesem Falle mit dem Rechenschieber ermittelt, erheben daher nur Anspruch auf die für statische Berechnungen übliche und ausreichende Genauigkeit.)

Nach Gl. 1 wird:

$$X_a = \frac{1}{2\cdot 10{,}5\cdot 6{,}7}\left\{\frac{2\cdot 1{,}35}{17{,}2}(10{,}5^2 - 6{,}7^2) - 3\cdot 10{,}5\cdot 0{,}9\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right] + 3\cdot 0{,}45\cdot 6{,}7\right\}$$

$$= 0{,}0071\left\{10{,}25 - 28{,}35\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right] + 9{,}05\right\}$$

$$= 0{,}137 - 0{,}201\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right].$$

Punkt	$\frac{a}{l_1}$	$\left(\frac{a}{l_1}\right)^2$	$1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2$	$0{,}201\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right]$	$X_a=0{,}137-0{,}201\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right]$
0	0	0	1,00	0,201	— 0,064
1	0,1	0,01	0,99	0,199	— 0,062
2	0,2	0,04	0,96	0,193	— 0,056
3	0,3	0,09	0,91	0,183	— 0,046
4	0,4	0,16	0,84	0,169	— 0,032
5	0,5	0,25	0,75	0,151	— 0,014
6	0,6	0,36	0,64	0,129	+ 0,008
7	0,7	0,49	0,51	0,103	+ 0,034
8	0,8	0,64	0,36	0,072	+ 0,065
9	0,9	0,81	0,19	0,038	+ 0,099
10	1,0	1,00	0,00	0,000	+ 0,137

b) Feld l_2.

Nach Gl. 2 wird:

$$X_a=\frac{1}{2\cdot 10{,}5\cdot 6{,}7}\left\{\frac{2\cdot 1{,}35}{17{,}2}(10{,}5^2-6{,}7^2)+3\cdot 1{,}35\cdot 6{,}7-\left(\frac{b}{l_2}\right)^2\left[3\cdot 6{,}7\,(1{,}35-0{,}45)\right]\right\}$$

$$=0{,}0071\left[10{,}25+27{,}14-\left(\frac{b}{l_2}\right)^2 18{,}09\right]$$

$$=0{,}265-0{,}128\left(\frac{b}{l_2}\right)^2.$$

Punkt	$\frac{b}{l_2}$	$\left(\frac{b}{l_2}\right)^2$	$0{,}128\left(\frac{b}{l_2}\right)^2$	$X_a=0{,}265-0{,}128\left(\frac{b}{l_2}\right)^2$
0	0,0	0,00	0,0000	+ 0,265
1	0,1	0,01	0,0013	+ 0,264
2	0,2	0,04	0,0051	+ 0,260
3	0,3	0,09	0,0115	+ 0,253
4	0,4	0,16	0,0205	+ 0,244
5	0,5	0,25	0,0320	+ 0,233
6	0,6	0,36	0,0461	+ 0,219
7	0,7	0,49	0,0627	+ 0,202
8	0,8	0,64	0,0819	+ 0,183
9	0,9	0,81	0,1037	+ 0,161
10	1,0	1,00	0,1280	+ 0,137

Sonderfall: $l_1=l_2=10{,}5$ m, $l=21$ m
$h'=0$, $h''=h=0{,}90$ m.

Einflußlinie für X_a. (Abb. 5.)

Feld l_1. Nach Gl. 3 wird:

$$X_a=-\frac{3\cdot 0{,}90}{2\cdot 10{,}5}\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right]=-0{,}1285\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right].$$

Feld l_2. Nach Gl. 4 wird:

$$X_a=\frac{3\cdot 0{,}90}{2\cdot 10{,}5}\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right]=+0{,}1285\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right].$$

Punkt	$\frac{a}{l_1}$	$\left(\frac{a}{l_1}\right)^2$	$1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2$	$X_a=\mp 0{,}1285\left[1-\left(\frac{a}{l_1}\right)^2\right]$
0	0,0	0,00	1,00	0,1285
1	0,1	0,01	0,99	0,1273
2	0,2	0,04	0,96	0,1234
3	0,3	0,09	0,91	0,1170
4	0,4	0,16	0,84	0,1080
5	0,5	0,25	0,75	0,0964
6	0,6	0,36	0,64	0,0823
7	0,7	0,49	0,51	0,0656
8	0,8	0,64	0,36	0,0463
9	0,9	0,81	0,19	0,0244
10	1,0	1,00	0,00	0,0000

2. Einflußlinien für die Momente (Abb. 6 bis 15).

Feld l_1. Nach Gl. 5 bis 7 wird:

$$\mathfrak{M}_m=\left(\frac{10{,}5\cdot 1{,}35}{17{,}2}-\frac{10{,}5\cdot 6{,}7}{17{,}2}\cdot X_a\right)\left(\frac{a}{l_1}\right)-0{,}90$$

$$=(0{,}825-4{,}085\,X_a)\left(\frac{a}{l_1}\right)-0{,}90$$

bezw. $\mathfrak{M}_m=(0{,}825-4{,}085\,X_a)\left(\frac{a}{l_1}\right)$.

Einflußlinie für $\mathfrak{M}_1\left(\frac{a}{l_1}=0{,}1\right)$.

Punkt	X_a	$4{,}085\,X_a$	$0{,}825-4{,}085\,X_a$	$(0{,}825-4{,}085\,X_a)\left(\frac{a}{l_1}\right)$	$\mathfrak{M}_1$
Linke Öffnung.					
0	— 0,064	— 0,262	+ 1,087	+ 0,1087	— 0,7913
1	— 0,062	— 0,253	+ 1,078	+ 0,1078	— 0,7922
1	— 0,062	— 0,253	+ 1,078	+ 0,1078	+ 0,1078
2	— 0,056	— 0,229	+ 1,054	+ 0,1054	+ 0,1054
3	— 0,046	— 0,188	+ 1,013	+ 0,1013	+ 0,1013
4	— 0,032	— 0,131	+ 0,956	+ 0,0956	+ 0,0956
5	— 0,014	— 0,057	+ 0,882	+ 0,0882	+ 0,0882
6	+ 0,008	+ 0,033	+ 0,792	+ 0,0792	+ 0,0792
7	+ 0,034	+ 0,139	+ 0,686	+ 0,0686	+ 0,0686
8	+ 0,065	+ 0,266	+ 0,559	+ 0,0559	+ 0,0559
9	+ 0,099	+ 0,404	+ 0,421	+ 0,0421	+ 0,0421
10	+ 0,137	+ 0,560	+ 0,265	+ 0,0265	+ 0,0265
Rechte Öffnung.					
0	+ 0,265	+ 1,083	— 0,258		— 0,0258
1	+ 0,264	+ 1,077	— 0,252		— 0,0252
2	+ 0,260	+ 1,063	— 0,238		— 0,0238
3	+ 0,253	+ 1,034	— 0,209		— 0,0209
4	+ 0,244	+ 0,996	— 0,171		— 0,0171
5	+ 0,233	+ 0,952	— 0,127		— 0,0127
6	+ 0,219	+ 0,894	— 0,069		— 0,0069
7	+ 0,202	+ 0,825	± 0,000		± 0,0000
8	+ 0,183	+ 0,747	+ 0,078		+ 0,0078
9	+ 0,161	+ 0,657	+ 0,168		+ 0,0168
10	+ 0,137	+ 0,560	+ 0,265		+ 0,0265

Die Einflußlinien für die Momente im Feld l_2 werden ebenso ermittelt, der Kürze halber hier jedoch weggelassen.

Sonderfall: $l_1=l_2=10{,}5$ m, $l=21$ m,
$h'=0$, $h''=h=0{,}90$ m.

Hierfür wird die Einflußlinie (nach Gl. 5 bis 7):

$$\mathfrak{M}_m=\left(\frac{10{,}5\cdot 0{,}9}{21{,}0}-\frac{10{,}5^2}{21{,}0}\cdot X_a\right)\left(\frac{a}{l_1}\right)-0{,}90$$

$$=(0{,}45-5{,}25\,X_a)\left(\frac{a}{l_1}\right)-0{,}90$$

bezw. $\mathfrak{M}_m=(0{,}45-5{,}25\,X_a)\left(\frac{a}{l_1}\right)$.

Einflußlinie für Punkt 10 $\left(\frac{a}{l_1}=1\right)$ (Abb. 16).

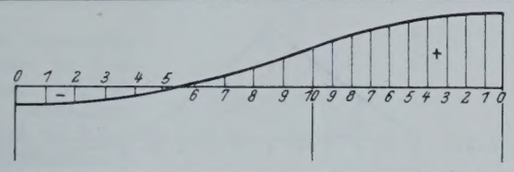
$$\mathfrak{M}_{10}=(0{,}45-5{,}25\,X_a)\,1-0{,}90$$

bezw. $\mathfrak{M}_{10}=(0{,}45-5{,}25\,X_a)\,1$.

Punkt	$\mp X_a$	$\mp 5{,}25\,X_a$	Linke Öffnung $0{,}45-5{,}25\,X_a$	Linke Öffnung $\mathfrak{M}_{10}=(0{,}45-5{,}25\,X_a)-0{,}90$	Rechte Öffnung $\mathfrak{M}_{10}=0{,}45-5{,}25\,X_a$
0	0,1285	0,675	+ 1,125	+ 0,225	— 0,225
1	0,1273	0,668	+ 1,118	+ 0,218	— 0,218
2	0,1234	0,648	+ 1,098	+ 0,198	— 0,198
3	0,1170	0,614	+ 1,064	+ 0,164	— 0,164
4	0,1080	0,567	+ 1,017	+ 0,117	— 0,117
5	0,0964	0,506	+ 0,956	+ 0,056	— 0,056
6	0,0823	0,432	+ 0,882	— 0,018	+ 0,018
7	0,0656	0,344	+ 0,794	— 0,106	+ 0,106
8	0,0463	0,243	+ 0,693	— 0,207	+ 0,207
9	0,0244	0,128	+ 0,578	— 0,322	+ 0,322
10	0,0000	0,000	+ 0,450	— 0,450	+ 0,450

Schlußwort: Vergleicht man die Einflußlinien für die Momente aus wagerechten Kräften mit denen für die senkrechten Hauptkräfte, die vergleichsweise für die Punkte 5 (Abb. 17) und 10 (Abb. 18) gegeben werden,

Abb. 4.



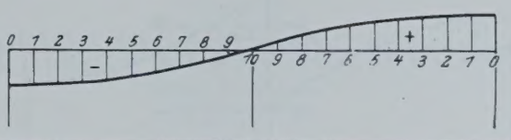


Abb. 5.

Punkt	Einflußlinie für $\mathfrak{M}_2$ $\frac{a}{l_1}=0{,}2$	$\mathfrak{M}_3$ $\frac{a}{l_1}=0{,}3$	$\mathfrak{M}_4$ $\frac{a}{l_1}=0{,}4$	$\mathfrak{M}_5$ $\frac{a}{l_1}=0{,}5$	$\mathfrak{M}_6$ $\frac{a}{l_1}=0{,}6$	$\mathfrak{M}_7$ $\frac{a}{l_1}=0{,}7$	$\mathfrak{M}_8$ $\frac{a}{l_1}=0{,}8$	$\mathfrak{M}_9$ $\frac{a}{l_1}=0{,}9$	$\mathfrak{M}_{10}$ $\frac{a}{l_1}=1{,}0$
	Linke Öffnung								
0	— 0,6826	— 0,5739	— 0,4652	— 0,3565	— 0,2478	— 0,1381	— 0,0304	+ 0,0783	+ 0,1870
1	— 0,6844	— 0,5766	— 0,4688	— 0,3610	— 0,2532	— 0,1454	— 0,0376	+ 0,0702	+ 0,1780
2	— 0,6892 + 0,2108	— 0,5838	— 0,4784	— 0,3730	— 0,2676	— 0,1622	— 0,0568	+ 0,0486	+ 0,1540
3	+ 0,2026	— 0,5961 + 0,3039	— 0,4948	— 0,3935	— 0,2922	— 0,1909	— 0,0896	+ 0,0117	+ 0,1130
4	+ 0,1912	+ 0,2868	— 0,5176 + 0,3824	— 0,4220	— 0,3264	— 0,2308	— 0,1352	— 0,0396	+ 0,0560
5	+ 0,1764	+ 0,2646	+ 0,3528	— 0,4590 + 0,4410	— 0,3708	— 0,2826	— 0,1944	— 0,1062	— 0,0180
6	+ 0,1584	+ 0,2376	+ 0,3168	+ 0,3960	— 0,4248 + 0,4752	— 0,3456	— 0,2664	— 0,1872	— 0,1080
7	+ 0,1372	+ 0,2058	+ 0,2744	+ 0,3430	+ 0,4116	— 0,4198 + 0,4802	— 0,3512	— 0,2826	— 0,2140
8	+ 0,1118	+ 0,1677	+ 0,2236	+ 0,2795	+ 0,3354	+ 0,3913	— 0,4528 + 0,4472	— 0,3969	— 0,3410
9	+ 0,0842	+ 0,1263	+ 0,1684	+ 0,2105	+ 0,2526	+ 0,2947	+ 0,3368	— 0,5211 + 0,3789	— 0,4790
10	+ 0,0530	+ 0,0795	+ 0,1060	+ 0,1325	+ 0,1590	+ 0,1855	+ 0,2120	+ 0,2385	— 0,6350 + 0,2650
	Rechte Öffnung								
0	— 0,0516	— 0,0774	— 0,1032	— 0,1290	— 0,1548	— 0,1806	— 0,2064	— 0,2322	— 0,2580
1	— 0,0504	— 0,0756	— 0,1008	— 0,1260	— 0,1512	— 0,1764	— 0,2016	— 0,2268	— 0,2520
2	— 0,0476	— 0,0714	— 0,0952	— 0,1190	— 0,1428	— 0,1666	— 0,1904	— 0,2142	— 0,2380
3	— 0,0418	— 0,0627	— 0,0836	— 0,1045	— 0,1254	— 0,1463	— 0,1672	— 0,1881	— 0,2090
4	— 0,0342	— 0,0513	— 0,0684	— 0,0855	— 0,1026	— 0,1197	— 0,1368	— 0,1539	— 0,1710
5	— 0,0254	— 0,0381	— 0,0508	— 0,0635	— 0,0762	— 0,0889	— 0,1016	— 0,1143	— 0,1270
6	— 0,0138	— 0,0207	— 0,0276	— 0,0345	— 0,0414	— 0,0483	— 0,0552	— 0,0621	— 0,0690
7	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000	± 0,0000
8	+ 0,0156	+ 0,0234	+ 0,0312	+ 0,0390	+ 0,0468	+ 0,0546	+ 0,0624	+ 0,0702	+ 0,0780
9	+ 0,0336	+ 0,0504	+ 0,0672	+ 0,0840	+ 0,1008	+ 0,1176	+ 0,1344	+ 0,1512	+ 0,1680
10	+ 0,0530	+ 0,0795	+ 0,1060	+ 0,1325	+ 0,1590	+ 0,1855	+ 0,2120	+ 0,2385	+ 0,2650

Abb. 6.

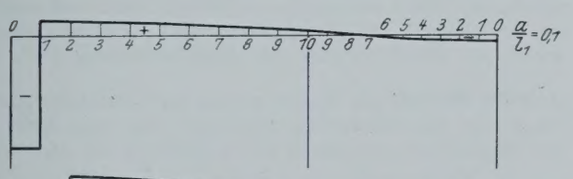


Abb. 7.

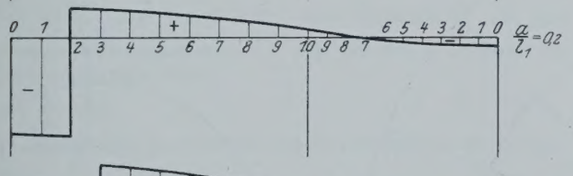


Abb. 8.

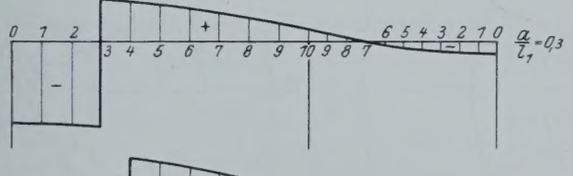


Abb. 9.

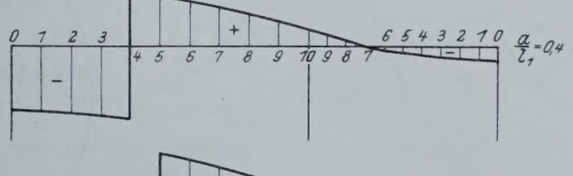


Abb. 10.

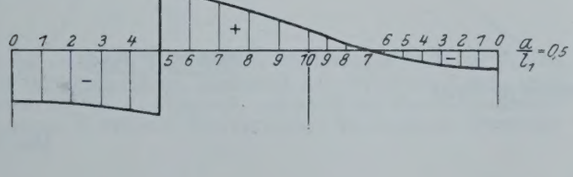


Abb. 11.

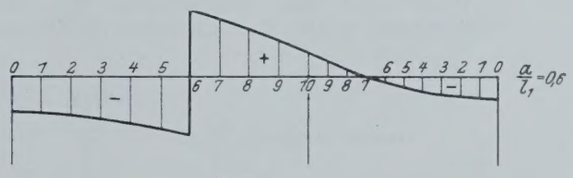


Abb. 12.

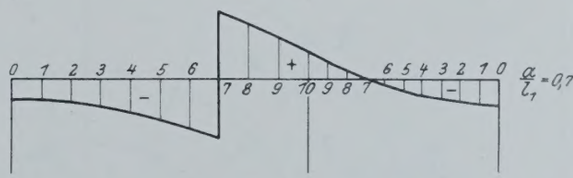


Abb. 13.

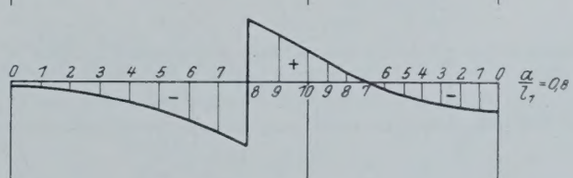


Abb. 14.

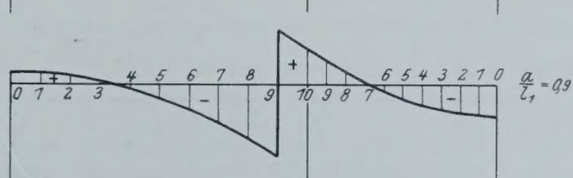


Abb. 15.

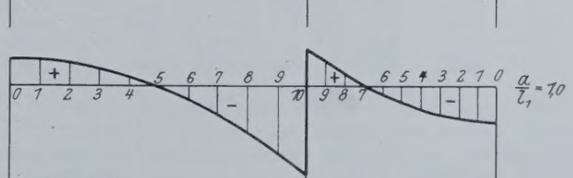


Abb. 16.

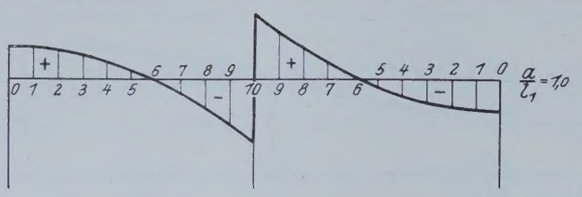


Abb. 17.

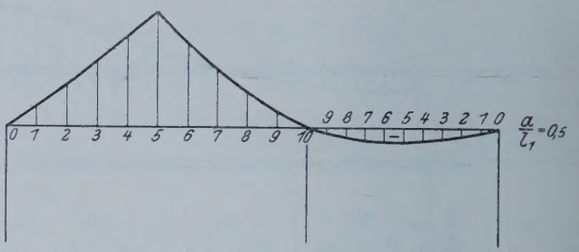
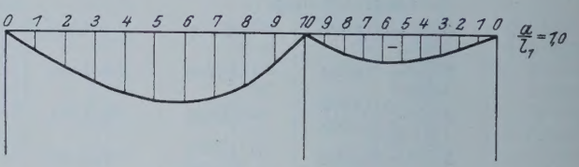


Abb. 18.



so zeigt sich, daß die positiven und negativen Einflußflächen nicht gleichartig liegen. Belastet man daher den Balken so mit Lokomotiv- und Wagenachsen, daß das größte positive oder negative Moment aus senkrechten Hauptkräften entsteht, so werden sich die Zusatzmomente aus wagerechten Bremskräften zum großen Teil ausgleichen. Ihr Einfluß ist also im allgemeinen gering und für die Bemessung des Querschnitts nicht maßgebend. Nur bei ungewöhnlich großem h'' können die Zusatzmomente so groß werden, daß die hierfür zugelassene größere Beanspruchung überschritten wird. In diesem Falle ist also der Einfluß der wagerechten Kräfte eingehend zu untersuchen, während sich in den gewöhnlichen Fällen eine genaue Ermittlung erübrigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren.

Von Prof. Dr.-Ing. **Hugo Kulka,** Hannover.

(Schluß aus Heft 43.)

Strömungsbild an kreisförmigen Wehrkörpern. Im modernen Wehrbau entsteht bei den beweglichen Staukörpern am häufigsten die Aufgabe, die Drücke und Geschwindigkeiten an kreisförmig gekrümmten Wänden zu suchen.

In vielen Fällen läßt sich das bisher an Beispielen erläuterte Verfahren sehr fruchtbar anwenden und führt zu übersichtlichen und brauchbaren Lösungen.

Leider ermöglicht der Umfang dieser Abhandlung nicht eine mathematische Herleitung der folgenden Hilfsmittel, doch genügt für den praktischen Gebrauch die durch die Anschauung vermittelte Gewißheit und die Herleitung der erforderlichen planimetrischen Beziehungen.

Die in den vorigen Beispielen benutzte Transformation der Rechteckteilung in ein System von konzentrischen Kreisen und eines Strahlenbüschels, das durch den Mittelpunkt dieser Kreise geht, ist die Vorstufe zu der nächsten, hier benötigten Transformation.

Zur Veranschaulichung dieser Transformation sind vier anstoßende Quadranten der ersten Transformation in Abb. 9 dargestellt.

Durch diese neue Transformation wird das Strahlenbüschel in Abb. 9b in ein System von Kreisen verwandelt, die durch zwei Festpunkte 0 . . 0 gehen, die auf der u-Achse liegen und einen Abstand 1,0 voneinander haben.

Jeder volle Strahl aus Abb. 9b verwandelt sich dabei in einen Vollkreis in Abb. 9c, und zwar stehen Strahlen (9b) und Kreise durch 0 . . 0 (9c) in folgendem Verhältnis:

1. Den Strahlen z. B. G_1 unter dem $\sphericalangle \varphi$ zur x-Achse in Abb. 9b entsprechen Kreise z. B. K_1 in Abb. 9c mit dem Tangentenwinkel φ zur u-Achse.
2. Die Mittelpunkte der Kreise K in Abb. 9c liegen auf der v-Achse.

Damit ist das Strahlenbüschel aus Abb. 9b in seine Abbildung 9c übergeführt.

Um die konforme Abbildung zu wahren, hat man dafür zu sorgen, daß die Elementarquadrate in Abb. 9b auch wieder Quadrate nach der Abbildung bleiben. Dies ist nur möglich, wenn die konzentrischen Kreise aus Abb. 9b in zu 0 exzentrisch geordnete Kreise in Abb. 9c verwandelt werden. Man erhält dann in Abb. 9c fünf Kreise, die den fünf konzentrischen Kreisen aus Abb. 9b entsprechen. Dabei ist die lotrechte v-Achse auch als Kreis mit dem Halbmesser ∞ anzusehen, der dem Kreise mit dem Halbmesser 1 in Abb. 9b entspricht.

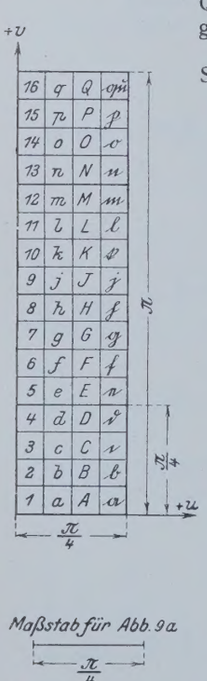


Abb. 9a.

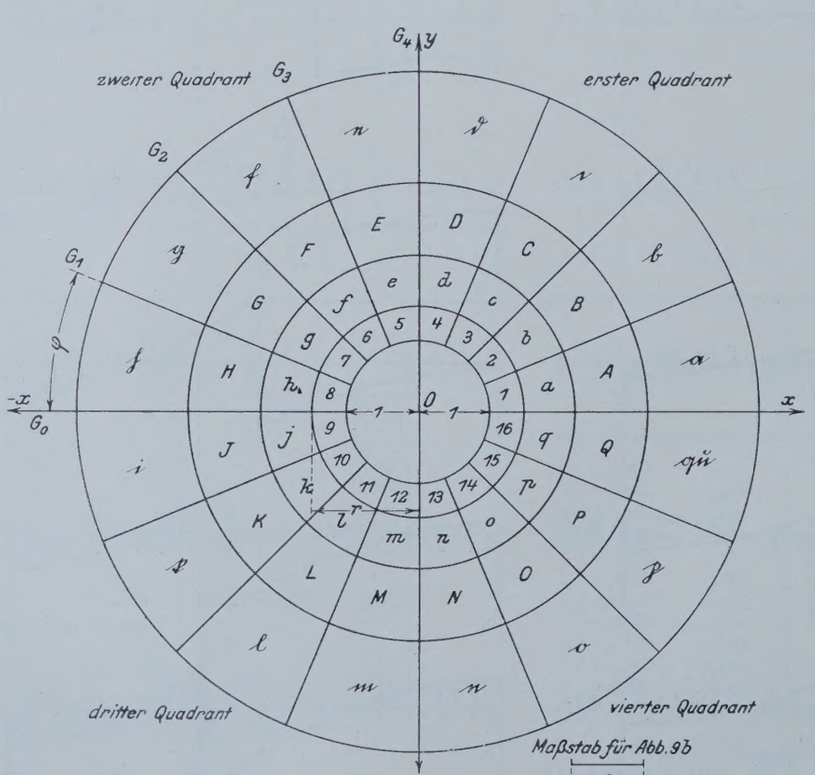


Abb. 9b.

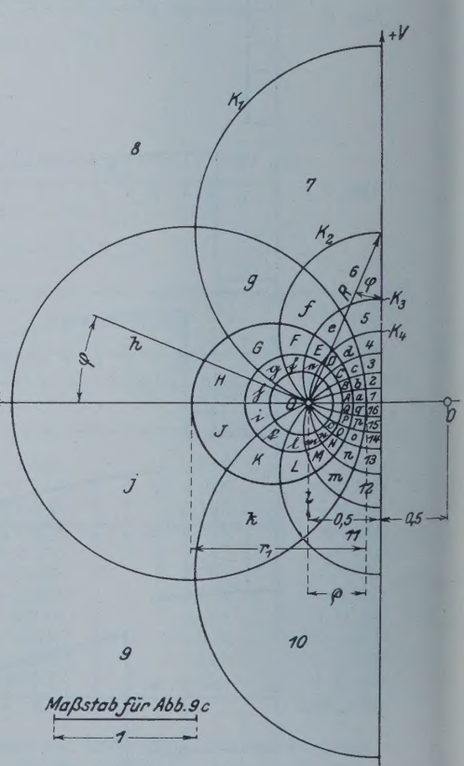


Abb. 9c.

Es läßt sich nachweisen, daß zur Erfüllung der konformen Abbildung folgende planimetrische Beziehungen zwischen der Abb. 9b u. 9c bestehen: Die Kreishalbmesser in Abb. 9c $r_1 = -\frac{r}{1-r^2}$; $R = \frac{0{,}5}{\sin\varphi}$; $\varrho = \frac{1}{1+r}$.

Die Werte r sind aus Abbild. 9b zu entnehmen. r und r_1 sind stets zugeordnete Kreishalbmesser aus Original (Abbild. 9b) und konformer Abb. 9c. Es war dort bekanntlich $r = e^u$.

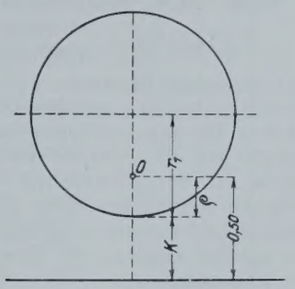


Abb. 10.

Man kann auf diese Weise die Abb. 9c vollständig konstruieren.[3])

Die hier dargestellte Transformation, die einen Sonderfall der linearen Transformation (hyperbolische Substitution) darstellt, wird in vielen technischen Problemen angewandt.

Um einen Überblick über das durch die Transformation Erreichte zu behalten, sind in Abb. 9b u. 9c alle jene Quadratchen, die einander zugeordnet sind, die also durch die Transformation ineinander übergehen, in üblicher Weise mit gleichen Buchstaben versehen. Man kann auf diese Weise leicht verfolgen, wie die einzelnen Gebiete durch die Transformation verwandelt werden.

Z. B. geht der Kreisring 1, 2, 3, 4, . . . 16 aus Abb. 9b in einen Streifen in Abb. 9c über, der an der u-Achse beginnend von 1, 2, 3, 4, . . 8, von da ins Unendliche laufend, dann aus dem Unendlichen bei der negativen v-Achse zurückkehrend über 9, 10, 11, 12, . . . 16 zu dem Ausgangspunkte 1 an der u-Achse zurückkehrt. Ähnlich verhält es sich mit den Streifen

$a, b, c, d, \ldots h, j, k \ldots q$
$A, B, C, D, \ldots H, J, K \ldots Q$
$\mathfrak{a}, \mathfrak{b}, \mathfrak{c}, \mathfrak{d}, \ldots \mathfrak{h}, \mathfrak{j}, \mathfrak{k} \ldots \mathfrak{q}$.

Wie ist nun diese neu entstandene Quadratteilung der Ebene für den vorliegenden Zweck zu gebrauchen?

Aufgabe 1.

Eine Walze ist um ein Maß k von der Sohle eines gestauten Flusses abgehoben. Wie gestalten sich die Druckverhältnisse beim Durchfließen unter der Walze?

Der Fall ist in Skizze 10 dargestellt. Nun vergleiche man die Skizze 10 mit Abb. 9c. Man kann einen der Kreise um 0 als die Walze, die v-Achse als die Wehrsohle ansehen. Dann stellt bereits das Kreisbüschel, das durch 0 geht, die Äquipotentiallinien, die anderen Kreise die Stromlinien dar.

Es ist selbstverständlich, daß man in Abb. 9 das Netz der Quadrate nach Belieben dicht legen kann, man muß nur entsprechend viele Kreise einschalten. Welchen der unendlich vielen Kreise man als Walze für den vorliegenden Fall wählt, hängt lediglich von dem Verhältnis $\frac{r_1}{k}$ ab, das durch den gegebenen Walzendurchmesser r_1 und das Maß k bestimmt ist, um das die Walze angehoben wurde.

Gegeben sei $\frac{r_1}{k} = m$.

Gesucht die zugehörigen Stromlinien und Äquipotentiallinien der Geschwindigkeit.

Es stehen demnach folgende Gleichungen zur Verfügung:

(1) $\frac{r_1}{k} = m$

(2) $r_1 = -\frac{r}{1-r^2}$

(3) $\varrho = \frac{1}{1+r}$

(4) $\varrho = 0{,}5 - k$

folgt aus Abb. 9.

Verbinde Gl. 4 u. 3

$$0{,}5 - k = \frac{1}{1+r},$$

für k wird der Wert aus Gl. 1 eingeführt

$$0{,}5 - \frac{r_1}{m} = \frac{1}{1+r}.$$

[3]) Näheres ist zu finden in F. Klein: Vorlesungen über die Theorie der elliptischen Modulfunktionen, bearbeitet von Fricke. I. Bd., 1890, S. 163 u. f., ferner Dr. W. F. Osgood: Lehrbuch der Funktionentheorie. I. Bd., 1907, Teubner, S. 220 u. f. Holzmüller: Die isogonale Verwandtschaft.

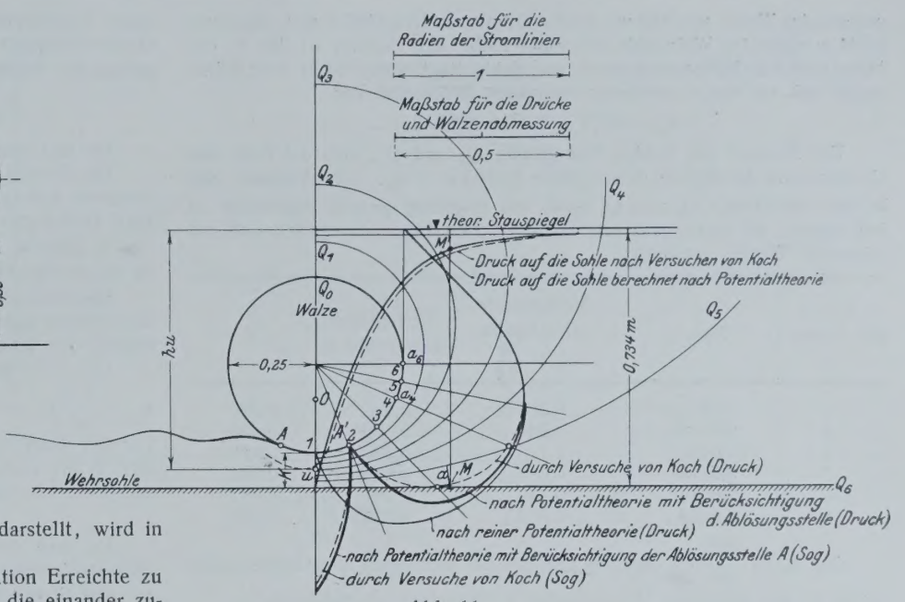


Abb. 11.

Daraus

$$r_1 = 0{,}5\,m - \frac{m}{1+r}.$$

Setze dies dem Wert von r_1 aus Gl. 2 gleich:

$$0{,}5\,m - \frac{m}{1+r} = -\frac{r}{1-r^2}.$$

Daraus

$$r = \frac{m+1}{m} \pm \sqrt{\frac{(m+1)^2}{m^2} - 1}.$$

Verwertet wird der größere Wert der beiden Lösungen für r.

In Abb. 11 ist ein Beispiel konstruktiv durchgeführt. Um den Vergleich zwischen den theoretisch gefundenen Werten und den durch Versuche festgestellten anstellen zu können, wurden dieselben Verhältnisse gewählt wie in dem Kochschen Versuche (siehe Koch-Carstanjen, Bewegung des Wassers, S. 224).

Gegeben

$$\frac{r_1}{a} = m = 2{,}39.$$

Daraus

$$r = \frac{m+1}{m} \pm \sqrt{\frac{(m+1)^2}{m^2} - 1}$$
$$= \frac{2{,}39+1}{2{,}39} \pm \sqrt{2{,}0-1}$$
$$r = 2{,}42$$
$$r_1 = -\frac{r}{1-r^2} = -\frac{2{,}42}{1-2{,}42^2}$$
$$r_1 = 0{,}50$$
$$\varrho = \frac{1}{1+r} = \frac{1}{1+2{,}42}$$
$$= 0{,}291.$$

Da
$$u = \ln r = \ln 2{,}42$$
$$= 2{,}302 \cdot 0{,}383\,82$$
$$= 0{,}883 = 0{,}282\,\pi.$$

Dadurch ist festgelegt, welcher u-Wert in dem rechteckigen Strömungsbilde der Walze der Hebung k entspricht.

Nun teile man dies u in eine Anzahl z. B. sechs Teile und bestimme die zu den Teilungen gehörigen Werte nach den obigen Gleichungen

$$\frac{u}{6} = \frac{0{,}883}{6} = 0{,}147;\quad r = e^u;\quad \log r = u \cdot \log e = 0{,}424\,29\,u.$$

u	$u = \varphi$ im Winkelmaß	$\sin\varphi$	$\log r$	r	ϱ	r	$R = \frac{0{,}5}{\sin\varphi}$
0,147	8° 23,4′	0,1459	0,0637	1,158	0,462	3,38	3,43
0,294	16° 50,0′	0,2896	0,1272	1,340	0,427	1,67	1,72
0,441	25° 16,5′	0,4270	0,1913	1,553	0,391	1,10	1,16
0,558	33° 42,0′	0,5549	0,255	1,799	0,357	0,80	0,90
0,735	42° 7,5′	0,6707	0,318	2,080	0,324	0,62	0,743
0,883	50° 34,5′	0,7724	0,383	2,420	0,293	0,50	0,645

In Abb. 11 sind die Kreise R für $u = 0{,}147$ bis $u = 0{,}883$ aufgetragen.

1. Druck an der Walze. Unter dem tiefsten Punkte der Walze haben sich die Geschwindigkeiten ausgeglichen, und theoretisch ist dort die Druckhöhe bereits in Geschwindigkeit umgesetzt. Bei einem Durch-

messer der Walze von 0,5 m, einer verfügbaren Druckhöhe von insgesamt 0,734 m über der Wehrsohle bei einer Höhe des Punktes u, der in der Mitte zwischen Walzenunterkante und Sohle liegt, von 0,05 m über Sohle, ergibt sich für u eine mittlere, verfügbare Druckhöhe von

$$h_u \approx (0{,}73 - 0{,}07) = 0{,}66 \text{ m}.$$

Der Abstand der beiden Stromlinien Q_0 und Q_1, also die Seite des Quadratchens beträgt an dieser Stelle 0,0165 m $= a_u$. Die Abstände der beiden Stromlinien Q_0 und Q_1 sind, um möglichst genaue Ergebnisse zu bekommen, in einer größeren maßstäblichen Figur abgegriffen und mit folgenden Werten ermittelt:

Bei Punkt	Wert a	Verbrauchte Druckhöhe $h_v = \frac{v^2}{2g}$	Verfügbare Druckhöhe h	p
2	0,0215 m	0,385 m	0,625	0,240
3	0,0275 „	0,244 „	0,570	0,326
4	0,040 „	0,115 „	0,490	0,375
5	0,0475 „	0,083 „	0,445	0,362
6	0,0575 „	0,057 „	0,384	0,327
1	0,0165 „	0,660 „	0,660	0,000

Aus $h_v = \frac{a_u^2}{a^2} h_u$ ergeben sich die zur Erzeugung der Geschwindigkeiten in den einzelnen Wandpunkten verbrauchten Druckhöhen.

Durch Abzug dieser Druckhöhen von den verfügbaren (h) ergeben sich die verbleibenden Pressungen p.

Die so erhaltenen Pressungen wurden in dem Lote des betreffenden Wandpunktes aufgetragen. Auf diese Weise entstand die schwach ausgezogene Druckkurve. Ferner wurden in dieselbe Figur die durch Versuche von Koch (vergl. Koch-Carstanjen S. 224) gemessenen Werte (punktiert ausgezogen) eingetragen. Wie man aus der Abbildung ersieht, ergibt die nach der Potentialtheorie berechnete und die durch Versuche bestimmte Drucklinie eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung. Die Abweichung der Ergebnisse läßt übrigens eine Reihe von Schlußfolgerungen zu.

Zunächst darf es nicht überraschen, daß bis zum Punkte 4 die rechnerisch ermittelte Druckkurve und die gemessene fast genau übereinstimmen. In diesem Bereiche sind die Geschwindigkeiten des zuströmenden Wassers noch verhältnismäßig klein.

Daß in dem folgenden Bereiche der Stauwand von Punkt 4 bis 1 ein kleinerer Druck gemessen wurde, als sich nach der Potentialtheorie ergibt, liegt in der mit wachsender Geschwindigkeit sich immer mehr fühlbar machenden Zähigkeit der Flüssigkeit, die verzögernd auf die dort nach der Potentialtheorie sich ergebenden Geschwindigkeiten wirkt. Von der Zähigkeit der Flüssigkeit hängt auch die Lage des Punktes ab, an dem sich der Flüssigkeitsstrom tatsächlich von der Walze loslöst, der nicht mit dem tiefsten Punkte der Walze zusammenfällt, sondern, wie die Erfahrungen im Wehrbau zeigen und auch durch die Kochschen Versuche einwandfrei nachgewiesen ist, an einer gegen das Unterwasser gelegenen Stelle A liegt.

Die Lage des Punktes A ist aus dem Kochschen Versuchsergebnis in Abb. 11 eingetragen.

Die Verschiebung der Ablösungsstelle nach A hat eine Erscheinung zur Folge, die man im Wehrbau gut kennt und die schon recht unangenehme Störungen zur Folge hatte. Man bezeichnet sie häufig mit Sog oder Saugwirkung.

Die eingangs vorausgesetzte Stetigkeit der Strömung angenommen, würde also bei A der Druck Null entstehen, während an der tiefsten Stelle, da bei A die verfügbare Druckhöhe vollständig verbraucht ist, eine Saugwirkung entsteht, deren Größe sich wie oben aus dem Abstande der Stromlinien bei 1 und 2 ergibt. (Tatsächlich ist die Geschwindigkeit bei A kleiner, als der Druckhöhe $h = 0{,}625$ m entspricht, infolge eines Energieverlustes durch Wirbelbildung.)

Der Abstand bei 1 war früher gefunden mit 0,0165 m,
bei A (symmetrisch zu 2) 0,0215 m.

Dies entsprach der Druckhöhe $h = 0{,}625$ m.

Demnach ist bei 1 eine Druckhöhe verbraucht von

$$h_v' = \frac{0{,}0215^2}{0{,}0165^2} \cdot 0{,}625 = 1{,}06 \text{ m}.$$

Verfügbar ist aber bei 1 nur laut obiger Ausführung 0,660 m.

Daher Druck $0{,}660 - 1{,}06 = -0{,}40$ m Sog.

Durch den Versuch ist ein Wert von $-0{,}385$ m (aus Figur 327 des Kochschen Werkes) festgestellt. Die Übereinstimmung ist also recht gut.

Wegen der Symmetrie muß dem Punkte A ein Punkt A' entsprechen, bei dem der Druck ebenfalls Null ist, wenn von der Energievernichtung durch Wirbel abgesehen wird. Die Kurve der Saugwirkung ist in Abb. 11 eingetragen, ebenso die durch Versuche festgestellte.

Im Punkte A' ist demnach durch die Saugwirkung eine Druckverminderung von 0,240 m eingetreten. Nimmt man an, daß diese Druckverminderung, herrührend von der Randreibung, proportional dem Quadrate der Geschwindigkeit abnimmt, also proportional dem in der Tabelle eingetragenen Werte von h_v, dann beträgt z. B. die Druckverminderung bei 3

$$\triangle h_v' = 0{,}240 - \frac{0{,}244}{0{,}385 - 0{,}115} \cdot 0{,}240 = 0{,}025.$$

Die neu entstandene Druckkurve ist in die Abbildung stark eingetragen.

Die Druckverteilung an der Stauwand nach der Potentialtheorie unter Berücksichtigung der Ablösungsstelle stimmt also recht gut mit den Versuchen überein.

2. Druck auf der Wehrsohle. Für alle Punkte der Wehrsohle ist die verfügbare statische Druckhöhe gleich, und zwar 0,734 m $= h'_u$.

Demnach ergeben sich die zur Geschwindigkeitserzeugung verbrauchten Druckhöhen aus den Abständen der Linien Q_5 und Q_6 an den betreffenden Stellen der Wehrsohle.

Ist z. B. dieser Abstand bei Punkt M . . . $a = 0{,}06$ m, dann ist $h_v = \frac{a_u^2}{a^2} h_u = \frac{0{,}0165^2}{0{,}060^2} \cdot 0{,}66 = 0{,}05$ m. Durch Abtragen dieser Strecke von der Wagerechten erhält man den Punkt M' der Druckkurve. Auch hier ist die Kurve aus den Versuchen eingetragen. Es ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung.

Aufgabe 2.

Es sind die Druckverhältnisse an einem Segmentwehre nach der Potentialtheorie zu bestimmen, wenn das Wehr um ein bestimmtes Stück von der Wehrsohle abgehoben ist.

In Abb. 12 ist ein Segmentwehr dargestellt, dessen Stauhöhe H beträgt. O ist der Drehpunkt, AB die Stauwand in gesenkter, $A'B'$ in gehobener Stellung.

Das Segmentwehr ist so konstruiert, daß die Tangente im Punkte A mit der Wehrsohle einen Winkel, z. B. von 30° einschließt.

$$u = 30° = \frac{\pi}{6} = 0{,}524 = \varphi.$$

Um die Stromlinien und Linien gleichen Geschwindigkeitspotentials für diese Strömung zu finden, kann man genau die gleiche Abbildung benutzen wie für die angehobene Walze. Man hat nur Strom- und Äquipotentiallinien der ersten Aufgabe zu vertauschen. Die Kreisschar, die durch den Punkt A geht, war beim Walzenwehre eine Schar Kurven gleichen Geschwindigkeitspotentiales. Im vorliegenden Falle stellt diese Schar die Stromlinien dar, die alle durch A gehen, so daß A einen sogenannten Quellpunkt darstellt. Die Kreisschar um A, die früher die Stromlinien darstellte, bildet hier die Linien gleichen Geschwindigkeitspotentiales.

Dem Winkel $\varphi = 30°$, den das gesenkte Segmentwehr mit der Sohle einschließt, entspricht der Strahl 1 in Abb. 12b, der mit der wagerechten v-Achse ebenfalls den Winkel $\varphi = 30°$ einschließt.

In dem rechteckigen Strömungsbild (Abb. 12a) ist der zugehörige Wert von $\varphi = 30°$, also $u = \frac{\pi}{6}$ bezeichnet. Zur Erzielung einer Quadratteilung des Strömungsbildes ist $u = \frac{\pi}{6}$ in eine Anzahl (hier 4) Teile geteilt, und auch die v-Achse ist in dieselben Teile $\frac{\pi}{6 \cdot 4} = \frac{\pi}{24}$ geteilt. Aus der Tabelle ist die weitere Verwertung ersichtlich, der Rechnungsgang ist wohl nach dem Vorhergehenden ohne weitere Erklärungen verständlich. Der Maßstab der Abb. 12c ergibt sich aus der Bedingung, daß $AM = 0{,}5$ ist.

Nach Einzeichnung der Kreisscharen können in der erläuterten Weise die Geschwindigkeitshöhen aus den Längen der Quadratseiten berechnet werden, und man erhält die in Abb. 12c eingetragene Kurve der Drücke auf die Stauwand. Leider stehen für diesen Fall keine Versuchsergebnisse zur Verfügung.

Aufgabe 3.

Der nächste zu behandelnde Fall soll den Überfall über eine Walze untersuchen, bei der der Überfallstrahl angesaugt ist, sich also auf einem großen Teil der Walze anschmiegt. Die Nachprüfung dieser Aufgabe durch die Kochschen Versuche ist ebenfalls möglich.

Die Lösung der ersten Randwertaufgabe ist für diesen Fall wesentlich verwickelter und schwieriger als für die bisher behandelten. Wohl wird das Strömungsbild bestimmt durch die Form der Walze einerseits und die Form der oberen freien Grenze des überfallenden Strahles anderseits, aber gerade diese Grenze ist noch nicht gegeben, kann also nicht unmittelbar zur Festlegung des Strömungsbildes verwertet werden.

Grundsätzlich unterscheidet sich dieser Fall nicht von dem von Lauck in der „Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1925“ behandelten freien Überfall. Dort war auch der untere Strahlenrand nicht gegeben, da auch dieser frei war und erst der Form nach bestimmt wurde (vergl. Abb. 2). Um den Rechnungsweg abzukürzen, ist dort als erste Annäherung die gemessene Bazinsche Kurve für die untere Strahlenbegrenzung angenommen. Hier kann man von der unteren festen Begrenzung des Strömungsbildes ausgehen, die durch die Walzenform

gegeben ist. Die Lösung der Randwertaufgabe mit Hilfe der Cauchyschen Integralformel, die sich sehr verwickelt gestaltet, kann man auf einem Versuchswege umgehen, der verhältnismäßig rasch zum Ziele führt.

Hat man die Höhe des Oberwassers gegeben und die Lage der gesenkten Walze, dann zeichnet man mit mehr oder weniger Geschicklichkeit eine Kurve ein, die die obere Begrenzung des überfallenden Strahles bilden soll (vergl. Abb. 13). Ob diese Linie nun wirklich eine freie Grenze bilden kann, prüfe man folgendermaßen: Man zeichnet zwischen der Walze und der angenommenen Überfallkurve ein Quadratnetz und verbessert dieses solange, bis die Quadratteilung möglichst genau stimmt. Dann greift man an mehreren Stellen der freien Oberfläche die Werte der Quadrat-

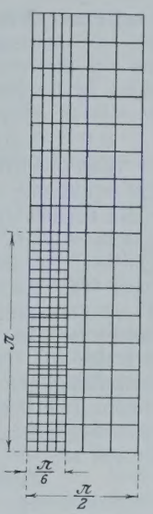
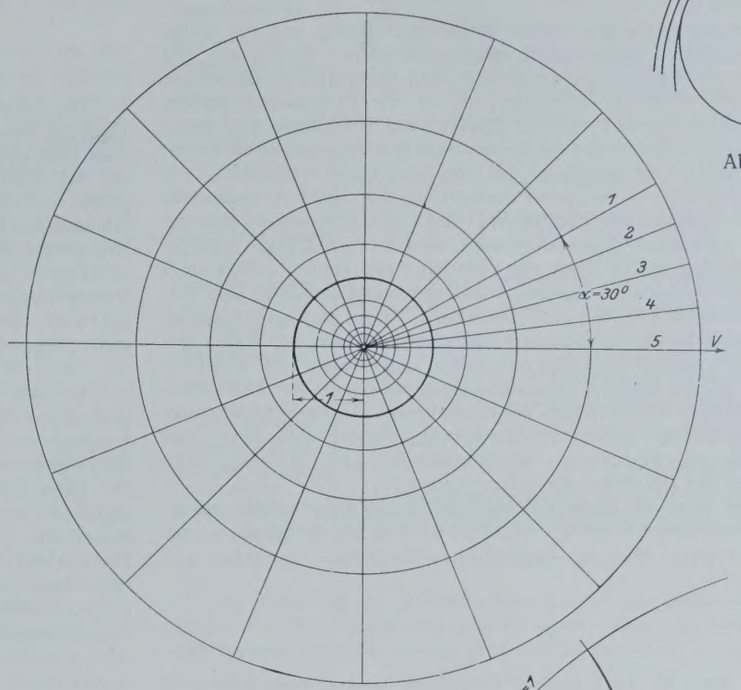


Abb. 12a.

n	$u = n \cdot \frac{\pi}{24}$	$\log e^u$	$r = e^u$	r_1	ϱ
1	0,131	0,057	1,14	3,77	0,467
2	0,262	0,114	1,30	1,87	0,435
3	0,391	0,176	1,48	1,25	0,400
4	0,524	0,228	1,69	0,906	0,372
5	0,655	0,285	1,93	0,705	0,340
6	0,786	0,340	2,19	0,575	0,314
7	0,917	0,395	2,48	0,482	0,286
8	1,050	0,455	2,85	0,400	0,260
9	1,175	0,510	3,24	0,360	0,236
10	1,310	0,570	3,72	0,290	0,212
11	1,404	0,610	4,08	0,260	0,197
12	1,570	0,680	4,79	0,220	0,172

Zu Abb. 12.

Abb. 12b.



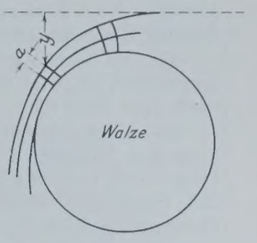


Abb. 13.

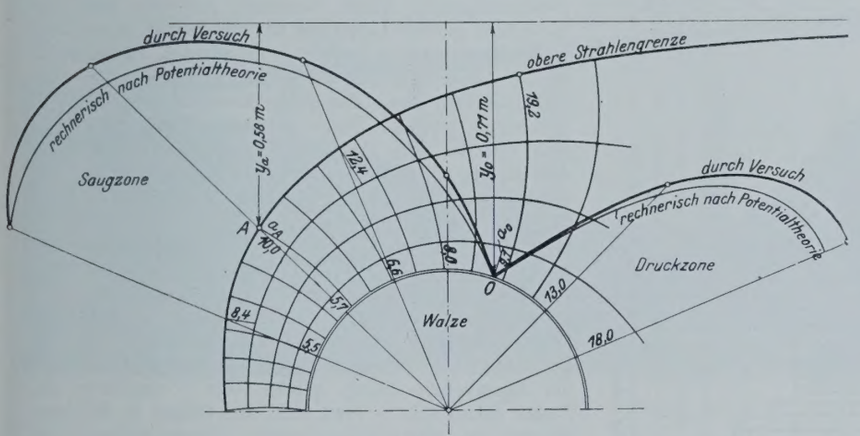


Abb. 14.

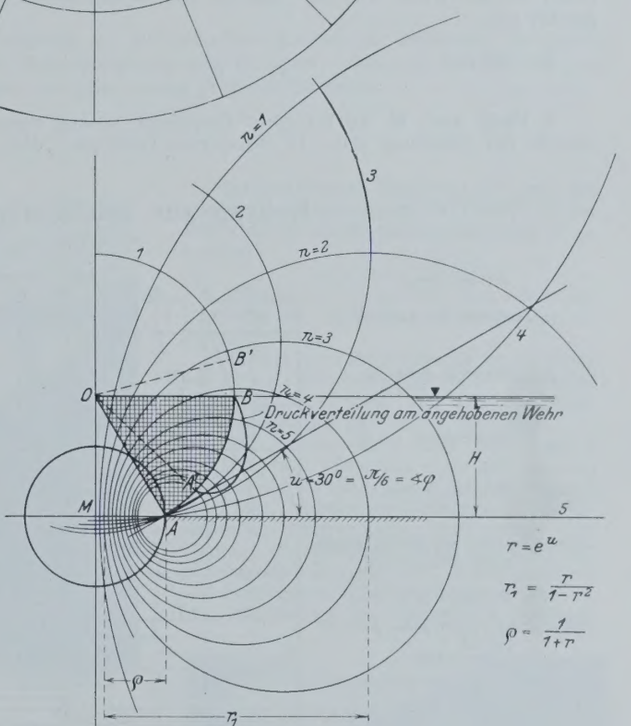


Abb. 12c.

seiten a ab. Da nun infolge der freien Oberfläche an jedem Punkte derselben die verfügbare Geschwindigkeitshöhe y vollkommen verbraucht ist, denn sonst würde eben keine freie Oberfläche entstehen, so müssen sich die Oberflächengeschwindigkeiten aus den verfügbaren Druckhöhen $y_1, y_2 \ldots$ berechnen lassen: $v = \sqrt{2gy}$.

Man hat demnach zur Verfügung

$$(1) \qquad \begin{cases} v_1 = \sqrt{2g y_1} \\ v_2 = \sqrt{2g y_2} \\ v_2 = \sqrt{2g y_3} \end{cases}$$

ferner

$$(2) \qquad \begin{cases} v_2 : v_1 = a_1 : a_2 \\ v_3 : v_1 = a_1 : a_3 \\ v_4 : v_1 = a_1 : a_4 \end{cases}$$

oder

$$(3) \qquad \begin{cases} v_2 : v_1 = \sqrt{2g y_2} : \sqrt{2g y_1} \\ v_3 : v_1 = \sqrt{2g y_3} : \sqrt{2g y_1} \\ v_4 : v_1 = \sqrt{2g y_4} : \sqrt{2g y_1} \end{cases}$$

Durch Kombination der Gleichungsgruppen 2 u. 3 ergibt sich

$$a_1 : a_2 = \sqrt{2g y_2} : \sqrt{2g y_1}$$
$$a_1 : a_3 = \sqrt{2g y_3} : \sqrt{2g y_1}$$
$$a_1 : a_4 = \sqrt{2g y_4} : \sqrt{2g y_1}$$

Die sich ergebenden a-Werte können also auf ihre Richtigkeit geprüft werden, wenn man ihr Verhältnis vergleicht mit dem umgekehrten Verhältnis der zugehörigen Werte $\sqrt{2g y_n}$.

Aus dieser Kontrolle kann man bestimmen, ob man die obere freie Begrenzungslinie nach abwärts oder aufwärts biegen muß, um beide Gleichungsgruppen 1 u. 2 zu befriedigen.

Auf diese Weise ist es möglich, immer unter der Annahme, daß das Wasser sich tatsächlich vollkommen an die Walze anschmiegt, die Form der oberen Strahlbegrenzung auf konstruktivem Probierwege zu finden.

Hat man eine befriedigende obere Strahlengrenze gefunden, so gestaltet sich der weitere Gang der Untersuchung sehr einfach.

In Abb. 14 ist die obere Strahlengrenze bereits richtig eingezeichnet, und zum Vergleich der nachfolgenden Untersuchungen ist die durch

Versuche von Koch (vergl. das Buch von Koch-Carstanjen, S. 129) gefundene Kurve angenommen.

Da das Suchen der Quadrat-Netzteilung auf rechnerischem Wege zu umständlich ist, wird für diesen Fall das Probierverfahren angewendet, das rasch zum Ziele führt.

Es sollen zwischen die äußere Strahlenbegrenzung und die Walze noch drei Stromlinien eingeschaltet werden. Zunächst werden die drei Linien nach freier Schätzung eingezeichnet, und dabei wird berücksichtigt, daß wegen der stärkeren Krümmung an der Walze sich dort größere Geschwindigkeiten ergeben werden, demnach die Stromlinien dort enger aneinander liegen müssen. Sodann werden nach dem Augenmaße die Linien gleichen Potentials eingetragen, so daß die Stromlinien rechtwinklig geschnitten werden und sich möglichst Quadrate ergeben. Man merkt dann sofort, wo in der Annahme der Stromlinien Fehler sind und verbessert diese solange, bis das Netz zur Zufriedenheit stimmt. Prof. Runge hat ein Verfahren angegeben, wie man solche Netze rasch zeichnen und kontrollieren kann.[4]) Aus dem Quadratnetz können die Geschwindigkeiten und daraus die noch verfügbaren Druckhöhen wie oben gefunden werden. Die Längen der Quadratseiten, die dabei für durch Kreischen bezeichnete Punkte der Walze verwendet wurden, sind in die Figur mit Zahlen eingetragen. Zur Kontrolle wurde ferner die bei Punkt A gemessene Geschwindigkeit von 2,68 m/Sek. verwendet. Die auf rechnerischem Wege erhaltene Druckkurve ist schwach, die auf Versuchswege gefundene kräftig eingetragen. Man sieht, daß beide recht gut übereinstimmen. Insbesondere kann man diejenige Stelle berechnen, wo der Druck auf die Walze Null wird.

Bezeichnet man die Länge der Quadratseite an dieser Stelle mit a_0, die Länge beim Punkte A mit $a_A = 0{,}10$ m, so muß an der Stelle, wo der Druck auf die Walze Null ist, eben die dort verfügbare Druckhöhe aufgezehrt sein.

Es muß also $$\frac{a_A^2}{a_0^2} = \frac{y_0}{y_a}.$$

Dies trifft bei Punkt O zu. Denn dort ist

$$a_0 = 0{,}091 \text{ m}$$
$$y_0 = 0{,}71 \text{ m}$$

während bei A

$$a_A = 0{,}10 \text{ m}$$
$$y_A = 0{,}58 \text{ m}$$

$$\frac{0{,}1^2}{0{,}091^2} = \frac{0{,}01}{0{,}0082} \text{ muß gleich sein } \frac{0{,}71}{0{,}58}$$

$$1{,}22 = 1{,}22 \text{ (mit Genauigkeit des Rechenstabes).}$$

Die Lage des Punktes O stimmt recht genau mit dem durch die Versuche festgestellten Werte überein. Durch O wird die Druckkurve in zwei Teile geschieden. Der eine Teil gibt den Verlauf der positiven Drücke auf die einzelnen Walzenpunkte an, die hier verfügbare Druckhöhe ist größer als die zur Erzeugung der dort herrschenden Geschwindigkeiten erforderliche Druckhöhe. Der zweite Teil gibt den Verlauf der negativen Drücke auf die Walze an.

Die verhältnismäßig gute Übereinstimmung der Rechnung mit den Versuchsergebnissen ist in diesem Falle wohl darauf zurückzuführen, daß die obere Strahlenbegrenzung frei, der Einfluß der Wandreibung also nahezu ausgeschaltet ist.

Zusammenfassung.

In dem voranstehenden Aufsatze ist dafür eingetreten, auch im praktischen Wehrbau, wo heute noch viel zu wenig die dynamischen Vorgänge rechnerisch untersucht werden, die Ergebnisse der mathematischen Potentialtheorie anzuwenden.

Dabei darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß die reine Potentialtheorie als physikalische Voraussetzung nur die Wirbelfreiheit und die Kontinuität der Flüssigkeit enthält. Durch die Randbegrenzung ist die Potentialströmung bestimmt, in der Annahme der Randwerte liegt aber eine wesentliche physikalische Voraussetzung, die nicht aus der Potentialtheorie hergeleitet werden kann. Stets wird sorgfältig zu prüfen sein, wieweit die Randwertannahmen tatsächlich stimmen. Sie werden um so zuverlässiger sein, je mehr das Strömungsbild von der freien Luft begrenzt ist, und geben in den Zonen der steigenden Geschwindigkeit bessere Ergebnisse als in den Gebieten des Geschwindigkeitsabfalles und steigenden statischen Druckes.

[4]) Vergl. auch W. Rottsieper: Graphische Lösung einer Randwertaufgabe der Gleichung $\Delta u = 0$; Dissertation Göttingen 1914.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur zeichnerischen Darstellung von Bauprogrammen.

Von Dipl.-Ing. **R. Busse**, Geilenkirchen (Bez. Aachen).

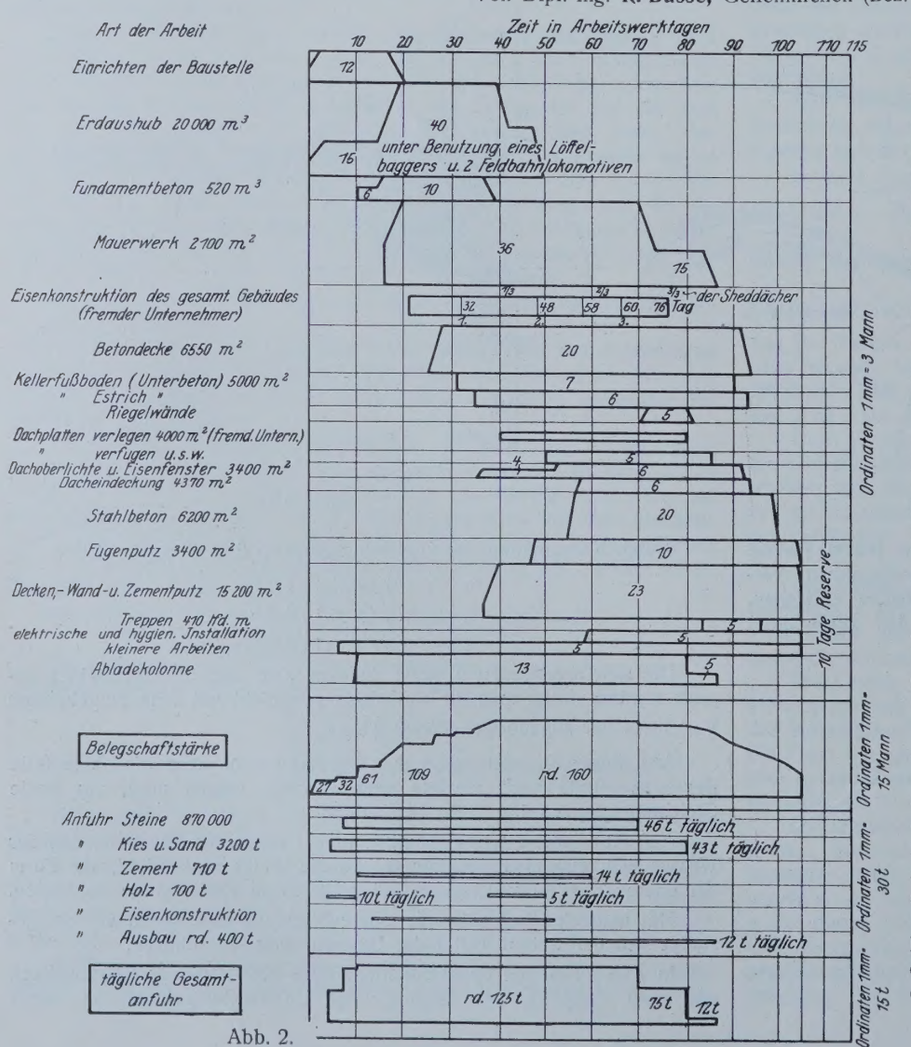


Abb. 2.

Zur richtigen Vorberechnung, Einrichtung und späteren Arbeitseinteilung einer Baustelle mittleren und insbesondere großen Umfanges ist die genaue Aufstellung eines Bauprogramms unbedingt erforderlich. Maßgebend für die Aufstellung des Bauplanes ist in erster Linie die Zeit, innerhalb deren das ganze Bauwerk entstehen soll, in zweiter Linie die Frage der Beschaffung von Leuten und Material, die verfügbare Maschinenleistung, der Arbeitsplatz u. dergl. So wird das Bauprogramm bei sehr beschränkten Baustellen, zu denen das gesamte Material in einem Kleinbahnhofe angefahren wird, besonders auf eine möglichst gleichbleibende tägliche Materialmenge Rücksicht zu nehmen haben, während bei einer anderen Baustelle fern jeder größeren Stadt bei gleichzeitiger günstiger Baukonjunktur des Landes die konstante Leuteanzahl allein maßgebend sein kann.

Bisher war es nun in der zeichnerischen Festlegung der Bauarbeiten üblich, gemäß Abb. 1 wagerecht die Zeiten aufzutragen — etwa nach dem Datum in Wochenabschnitten oder besser nach Arbeitswerktagen in Dekaden — und senkrecht die einzelnen Arten der Bauarbeit, so daß durch längliche liegende Rechtecke Beginn bis Ende bezeichnet wird. Nachteilig war bisher, daß infolge der gleich hohen Rechtecke die Wichtigkeit der einzelnen Bauarbeiten erst nach längerem Studium zu erkennen war, es fehlte die Übersichtlichkeit, die besonders dann erforderlich ist, wenn das Bauprogramm der Baustelle als stete Anleitung während der gesamten Bauzeit dienen soll.

Um nun die Übersichtlichkeit zu erhöhen, hat es sich als zweckmäßig erwiesen, nach Abb. 2 für jede Art der Bauarbeit den jeweiligen Leutebedarf zu berechnen und die ermittelten Zahlen senkrecht (als Ordinaten) in den entsprechenden Zeitpunkten der Abszissenachse aufzutragen. Es entstehen dann bei gleichbleibender Arbeiterzahl für die einzelnen Arbeitsarten Rechtecke von verschiedener Höhe, etwa so, daß bei einem Bedarf von 15 Mann für das Mauerwerk die Mauerwerkzeile 7,5 mm hoch wird. Nach Fertigstellung der Aufteilung können dann mit Stechzirkel die einzelnen Höhen addiert und darunter gegebenenfalls in kleinerem Maßstabe zu einer

Aufstellung des Gesamtleutebedarfs aufgerechnet werden. Es wird sich dann stets nach der ersten Ausarbeitung ergeben, daß die so ermittelte Kurve der Belegschaftstärke zickzackförmig verläuft, und erst mehrmaliges Probieren bringt die im vorliegenden Falle unbedingt erforderliche Wagerechte für rd. $^2/_3$ der auf 115 Tage festgesetzten Bauzeit, d. h. die möglichst gleichbleibende Arbeiteranzahl.

Die Zeichnung gibt an Hand des Erläuterten beispielsweise für eine Hochbaustelle das endgültige Programm an; die Ausführung hat ergeben, daß der Plan mit der Wirklichkeit sehr gut übereinstimmte; eine Prüfung dieser Zeichnung zeigt für den Fachmann ferner die große Übersichtlichkeit, da durch die verschiedene Höhe der Felder klar die Wichtigkeit der einzelnen Bauarbeiten zu den verschiedenen Zeiten zur Geltung kommt.

Das Bauprogramm nach Abb. 1 bezeichnet, wie ein Vergleich ergibt, bei allen Arten der Arbeit denselben Anfang und dasselbe Ende wie Abb. 2; in Wirklichkeit wäre ohne die Kontrolle nach dem neuen Verfahren Abb. 1 nie so aufgestellt worden, einige Arbeiten hätten früher begonnen, andere Arbeiten wieder später geendet. Dadurch hätte eine Bauausführung, in strenger Anlehnung an das Bauprogramm, entweder unregelmäßige Belegschaftstärke und damit teurere Baustelle oder, falls der Fehler in der zu geringen Ausführungszeit der Ausbauarbeiten bestanden hätte, Verschiebung im Endtermin, also Verzugstrafen, ergeben. Damit ist der Beweis erbracht, welche wirtschaftlichen Vorteile das neue Verfahren ergibt.

Unter diesem Bauprogramm mit Leutebedarf ist eine weitere Zusammenstellung ähnlicher Art für die Materialanfuhr dargestellt, die bedeutend einfacher ist. Ein Vergleich der beiden Kurven für Belegschaftstärke und tägliche Gesamtanfuhr zeigt durch die Verwendung des neuen Verfahrens auf einen Blick ihre Verschiedenartigkeit, nämlich: bei den Arbeitern langsame Einstellung, bei dem Material schon am sechsten Tage volles Erreichen der Durchschnittszahl von 125 t täglich. Eine Prüfung auf Maschinenleistung und Bauplatz war unnötig, ist aber nach dem Gesagten leicht anzufertigen.

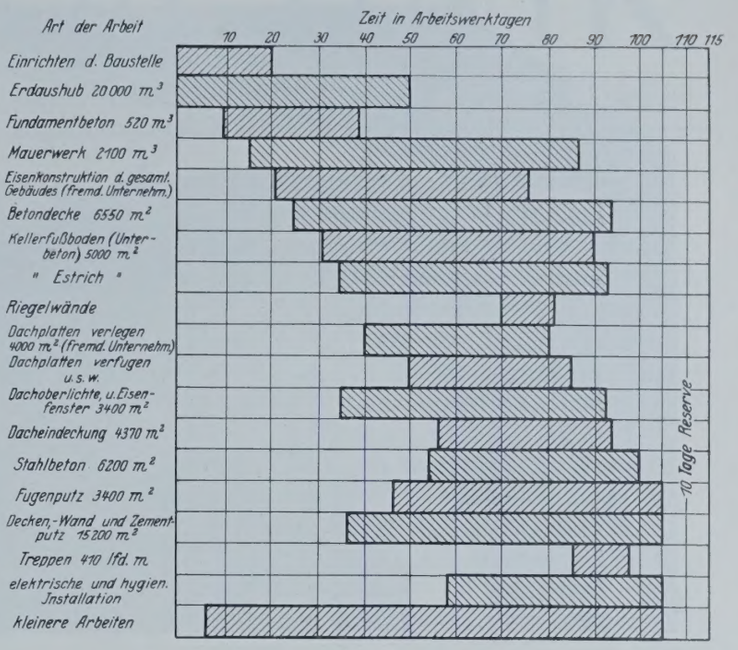


Abb. 1.

Das Verfahren ist für jede Baustellenart zu benutzen. Vielleicht bringt unter Berücksichtigung des Gesagten später ein Fachgenosse ein Bauprogramm mit ganz anders gearteter Baustelle.

Vermischtes.

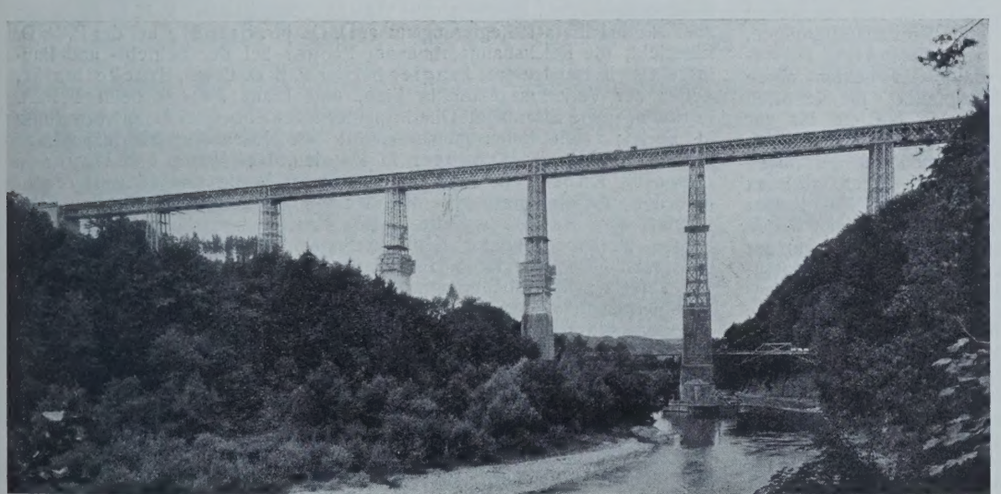


Abb. 1.

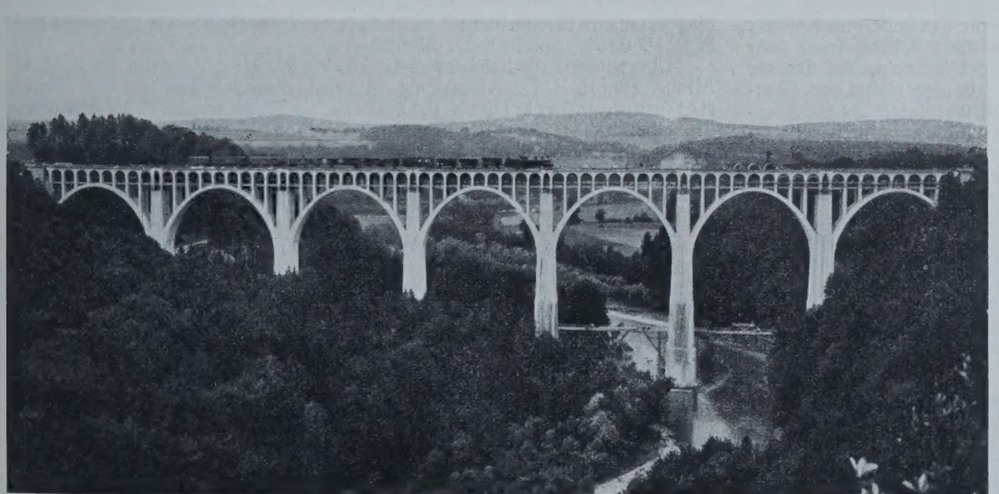


Abb. 3.

Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich in der Zeit vom 20. bis 24. September 1926. (Fortsetzung.)

Dritter Tag.

32. Lossier-Argenteuil über die an die Baustoffe zu stellenden Bedingungen im Eisenbetonbau.

33. Ritter-Zürich über die Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten und über die Hundwilertobelbrücke im Kanton Appenzell.

34. Bühler-Bern über den Umbau des Grandfey-Viaduktes. Der alte, in den Jahren 1857 bis 1862 erbaute Viadukt bestand aus vier nebeneinanderliegenden durchlaufenden Gitterträgern, die sieben Öffnungen überspannten (Abb. 1) und auf gußeisernen Pfeilern mit Röhrenständern und Flacheisenvergitterung lagerten (Abb. 2). Die Stützweiten der Gitterträger betrugen

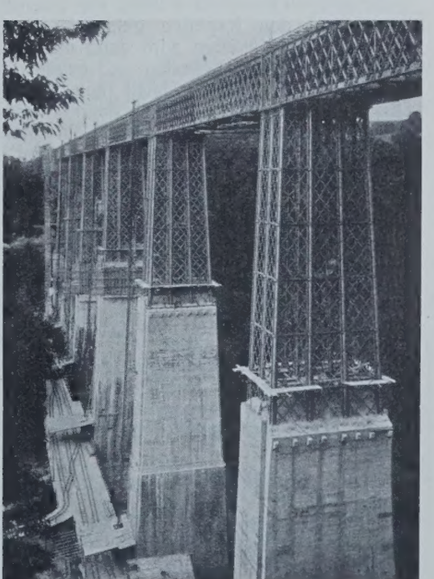


Abb. 2.

Abb. 4.

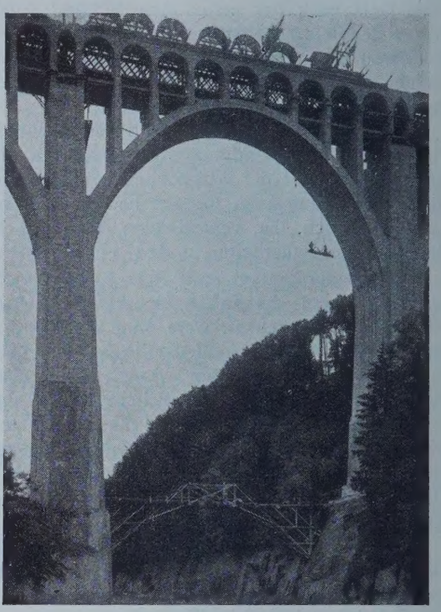


Abb. 5.

in den beiden Außenöffnungen 43,75 m und in den fünf dazwischenliegenden Öffnungen 48,80 m. Der Viadukt mußte für die Einrichtung des elektrischen Betriebes auf der Linie Bern—Lausanne umgebaut werden, weil er den schweren elektrischen Lokomotiven nicht gewachsen war. Er wird an Ort und Stelle, ohne den Betrieb zu stören, in einen massiven Viadukt (Abb. 3) umgewandelt. Die Bauarbeiten, die von der Firma Prader & Co. in Zürich ausgeführt werden, werden noch in diesem Jahre beendet werden. Die eisernen Ständer und Vergitterungen der Pfeiler sind stufenweise zunächst bis zum Kämpferansatz der neuen Gewölbe einbetoniert worden (Abb. 1 u. 2). Die geringen Erschütterungen, die durch über die Brücke fahrende Züge in dem Eisenwerke hervorgerufen wurden, haben dem Abbinden des Betons in keiner Weise geschadet. Bei der Bemessung der neuen Betonpfeiler sind die alten Eisenteile nicht als mittragend angesehen worden. Auf die bis zur Kämpferhöhe betonierten Pfeiler wurden dann Melan-Fachwerkbögen aufgesetzt (Abb. 4), an denen die Schalung für das Einbetonieren der Bogen aufgehängt wurde. Der Betrieb wird eingleisig über die beiden mittleren von den vier Hauptträgern geführt. Die beiden äußeren Hauptträger konnten daher abgebrochen werden. Dadurch wurde auf beiden Seiten Platz zum Errichten der Kapellen, die sich auf die Hauptbogen in der Breite von der Außenkante dieser Bogen bis zu den inneren beiden Hauptträgern stützen (Abb. 5). Die eisernen Pfeiler wurden dann weiter ungefähr bis zur Höhe der Scheitel der Hauptbogen einbetoniert (Abb. 3). In dieser Höhe stützen sich die angrenzenden Kapellen mit hohen Eisenbetonpendeln (Abb. 3 u. 5) auf die Pfeiler. Das Kapellenmauerwerk ist über den Pfeilern durch Trennungsfugen unterbrochen (Abb. 5). Hierdurch und durch die erwähnte Pendellagerung kann das Kapellenmauerwerk den Wärmeschwankungen und den Formänderungen der Hauptbogen folgen, ohne daß Risse zu befürchten sind. Nach genügender Erhärtung der beiderseitigen Kapellen wurden die eisernen Querträger der eisernen Überbauten auf den Kapellen gelagert. Der Zwischenraum zwischen den beiderseitigen Kapellen wird dann mit einer Eisenbetondecke überspannt. In diesem Stadium befinden sich gegenwärtig die Bauarbeiten. Nach der Herstellung einer Isolierschicht kann der Schotter eingebracht werden. Die Quer- und Längsträger können dann entfernt und die Schwellen im Schotter gelagert werden. Damit wird ein außerordentlich kühnes und sehr schönes und zweckmäßiges Bauwerk zu Ende geführt sein, auf das die schweizerische Ingenieurkunst stolz sein darf. In der Höhe der Oberkante der Scheitel der Hauptgewölbe führt ein Fußsteig durch das Kapellenmauerwerk hindurch (Abb. 3). Die Bauarbeiten wurden dadurch sehr erschwert, daß wegen der großen Dringlichkeit der Elektrisierung der Strecke Bern—Lausanne auch im Winter bei 10° Kälte betoniert werden mußte. Um den frischen Beton dem schädlichen Einflusse des Frostes zu entziehen, wurden die Zuschlagstoffe, auch das Wasser, vor dem Einbringen in die Mischmaschine erwärmt und während des Mischens Wasserdampf in die Mischmaschine eingeleitet. Der frisch eingebrachte Beton wurde mit Stroh und Säcken sorgfältig abgedeckt. Auf diese Weise ist es gelungen, den Beton vor den Einwirkungen des Frostes zu schützen. Wärmemessungen haben ergeben, daß der Beton bis zum vollständigen Abbinden immer noch einige Grade über Null besaß. Nirgends sind Frostschäden aufgetreten. (Schluß folgt.)

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 10. Oktober ausgegebene Heft 19 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Georg Stein: Das umgebaute Museum für Völkerkunde in Berlin. — Wiener Volkswohnungsbauten.

Berichtigung. In dem Aufsatze über die Delaware-Brücke in Heft 41 der „Bautechnik", und zwar auf S. 612, Spalte 2, Zeile 6 v. u. muß es heißen: 2,84 t/m anstatt 5 t/m, und Zeile 5 v. u. 2,2 t/m anstatt 2,5 t/m. Die zuerst gemachten Angaben beruhten auf einer unzutreffenden Unterrichtung des Verfassers. Die neuen Angaben sind den nunmehr gedruckt vorliegenden Ausschreibungsbedingungen entnommen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnoberrat: Reichsbahnrat Gauger, Mitglied der R. B. D. Stuttgart; zum Reichsbahnrat: Regierungsrat a. D. Dr. jur. Brändle bei der R. B. D. Elberfeld, die Reichsbahnamtmänner Rieger bei der Betriebs- und Bauinspektion Kaiserslautern, Jungfer bei der R. B. D. Essen, Brückelmaier, Leiter der Verkehrsagentur in Wien, und Franz Peters beim E. Z. A. in Berlin, sowie Eisenbahn-Oberinspektor Nickel bei der Hauptverwaltung in Berlin; zum Reichsbahnamtmann: die Eisenbahn-Oberinspektoren Bauch in Breslau, Schubert in Dresden, Baumann und Heyer in Hannover, Knoche in Köln, Redmann in Berlin und Neumayer in München, Güteroberinspektor Kirchner in Frankfurt (Main), Bahnhofsoberinspektor Kapell in Halle (Saale), Maschinenoberinspektor Lange in Lehrte, Werkoberinspektor Eick in Sebaldsbrück und die technischen Eisenbahn-Oberinspektoren Herrmann in Mainz und Lohr in Trier.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Klewitz, Mitglied der R. B. D. Altona, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Elberfeld, die Reichsbahnräte Nitschmann, Direktionsmitglied und Vorstand des E. V. A. Hamburg, als Mitglied zur R. B. D. Altona, Dr. jur. Lauterbach, Mitglied der R. B. D. Altona, unter Belassung in dieser Stellung als Vorstand zum E. V. A. Hamburg, Klominger, Vorstand des E. B. A. 3 Dortmund, als Vorstand zum E. B. A. 3 Essen, Daub, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zur Eisenbahn-Bauabteilung Wesel, Dr.-Ing. Adalbert Baumann, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum E. Z. B. in Berlin, Friedrich Werner, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Eisenach, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt 1 Berlin, Hans Stephan, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Worms, als Vorstand zur Maschinenverwaltung Oldenburg und Karl Weber, Vorstand der Maschinenverwaltung Oldenburg, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt Eisenach, und Reichsbahnassessor Debbert, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Altona.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Dr. jur. Wehde, Vorstand des E. V. A. Altona, zur R. B. D. Altona als Mitglied (auftrw.) und Dr. jur. Ernst Herrmann, bisher bei der R. B. D. Altona, als Vorstand zum E. V. A. Altona.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Consbruch in Bremen in seiner Eigenschaft als Vorstand des dortigen E. V. A. die Stellung als Mitglied der R. B. D. Hannover.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Julius Hoffmann beim E. V. A. Trier.

Sachsen. Versetzt: Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. Schober vom Straßen- und Wasserbauamt Leipzig zum Straßen- und Wasserbauamt Schwarzenberg; die Regierungsbauräte Kummer vom Straßen- und Wasserbauamt Dresden zum Straßen- und Wasserbauamt Annaberg, Klein vom Straßen- und Wasserbauamt Döbeln zum Straßen- und Wasserbauamt Leipzig und Seyfert vom Straßen- und Wasserbauamt Bautzen zum Straßen- und Wasserbauamt Döbeln.

INHALT: Tragwerke für Taglichtsignale. — Der Einfluß der Bremskräfte bei einem Balken auf drei Stützen. — Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren. (Schluß.) — Beitrag zur zeichnerischen Darstellung von Bauprogrammen. — Vermischtes: Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich in der Zeit vom 20. bis 24. September 1926. (Fortsetzung.) — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst. — Berichtigung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 22. Oktober 1926. — Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Bahnsteighallen auf Bahnhof Frankfurt a. d. Oder.

Von Dr.-Ing. **Fischmann,** Direktor der Firma Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien).

Im Rahmen der Umgestaltung und des Ausbaues der Frankfurter Bahnhofanlagen waren auch die neuen Bahnsteige mit entsprechenden Überdachungen zu versehen.

Für die in den Jahren 1922 bis 1923 fertiggestellten Bahnsteige 1 und 2 wurden zweistielige Bahnsteigdächer in Holzkonstruktion gewählt, für deren Ausbildung die bekannte Normalie der eisernen einstieligen Bahnsteigdächer als Vorbild gedient hat. Die Wahl des Holzes als Baustoff ist seinerzeit in der Hauptsache wohl geschehen im Hinblick auf die damalige durch die Ruhrbesetzung bedingte Eisenknappheit, die die rechtzeitige Lieferung dieses Baustoffes verhinderte. —

Diese Gründe fielen fort, als man jetzt vor der Aufgabe stand, auch die Bahnsteige 3 und 4, die dem Verkehr von Berlin nach Breslau und Posen und umgekehrt dienen, mit Überdachungen auszurüsten, und es wurden eiserne, einstielige Bahnsteigdächer — nach der Normalie — in Aussicht genommen.

Zur Ausführung bestimmt wurde zunächst ein von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg (Schles.), eingereichter Nebenentwurf eines einstieligen Bahnsteigdaches, der unter Verzicht auf die bekannten Ausrundungen zwischen Stiel und Kragarm und am Fuß die Konstruktion wesentlich vereinfachte und infolgedessen billiger angeboten werden konnte als die Ausbildung nach der Normalie.

Zur Ausführung dieser Dächer kam es jedoch nicht, weil die Stadt Frankfurt lebhaft die Überdachung der Bahnsteige mit größeren Hallen wünschte, die neben einem weitergehenden Schutze gegen die Witterung vor allem auch einen etwas stärker repräsentierenden Eindruck machen. Im Laufe der Verhandlungen erklärte sich die Stadt zu einem Zuschuß zu den Baukosten bereit, und so wurde ein inzwischen von der Firma Beuchelt & Co. aufgestellter neuer Entwurf größerer Hallen zur Ausführung bestimmt und der genannten Firma übertragen.

Die Aufstellung des Entwurfes mußte, da die zur Verfügung stehenden Mittel beschränkt waren, unter dem Gesichtspunkte größtmöglicher Sparsamkeit geschehen. Dem Wunsche nach möglichst weitgehendem repräsentativen Eindruck waren infolgedessen bezüglich der Entwicklung der Abmessungen von vornherein gewisse Grenzen gesetzt.

Es wurde eine zweischiffige Halle aus Bogenbindern gewählt, deren Mittelstützen auf dem zwischen Gleis 10 u. 11 befindlichen Gepäckbahnsteig stehen, so daß die Personenbahnsteige selbst von Stützen frei bleiben. Abb. 1 bis 9 zeigen die Anordnung und Einzelheiten der Hallen über den Bahnsteigen 3 u. 4; Abb. 10 zeigt die hölzernen Bahnsteigdächer der Bahnsteige 1 u. 2.

1. Allgemeine Anordnung und konstruktive Ausbildung. Die Gesamt-Grundrißanordnung zeigen Abb. 1, 2, 3. Die insgesamt rd. 178 m lange Halle ist eingeteilt in 14 Binderfelder von je 12,72 m Weite. Der Grundriß ist zwischen Binder 15 bis 3 rechtwinklig und gerade, verjüngt sich jedoch am nordwestlichen Hallenende entsprechend den dort in Krümmung liegenden Gleisen. Die Binder sind trotzdem sämtlich parallel gestellt. Die Stellung der regelmäßigen Binderstützen war festgelegt dadurch, daß die südwestliche Außenstütze wegen der Nähe des Gleises 13 bis dicht an die Umgrenzungslinie für Gleis 12 herangerückt werden mußte. Die Mittelstütze mußte, um beiderseits den Verkehr der Gepäckkarren möglichst wenig zu behindern, genau in die Mitte des Gepäckbahnsteiges gesetzt werden, und die nordöstliche Außenstütze wurde aus dem gleichen Grunde möglichst nahe an die Außenkante des dort liegenden zweiten Gepäckbahnsteiges gestellt. Dadurch ergaben sich für die beiden Hallenbinder etwas verschiedene Stützweiten, nämlich 19,35 m für die Halle über Bahnsteig 4 und 20,75 m für die über Bahnsteig 3. Am nordwestlichen Hallenende nehmen die Stützweiten der Binder bis auf 18,812 m bezw. 19,518 m ab. Der Ausgleich in den Stützweiten wurde in die geraden Mittelstücke der Binder gelegt und dadurch erreicht, daß die Stützen gleich ausgebildet werden konnten, bis auf geringfügige Abweichungen in den Breiten der südwestlichen Stützen von Binder 1 und 2, die durch die Überhöhung der Gleise in der Krümmung bedingt waren. Die Verkürzung der Binderstützweiten hat eine Senkung des Firstes in den zugehörigen Feldern zur Folge, die aber bei der Krümmung der Hallenenden nicht ins Auge fällt.

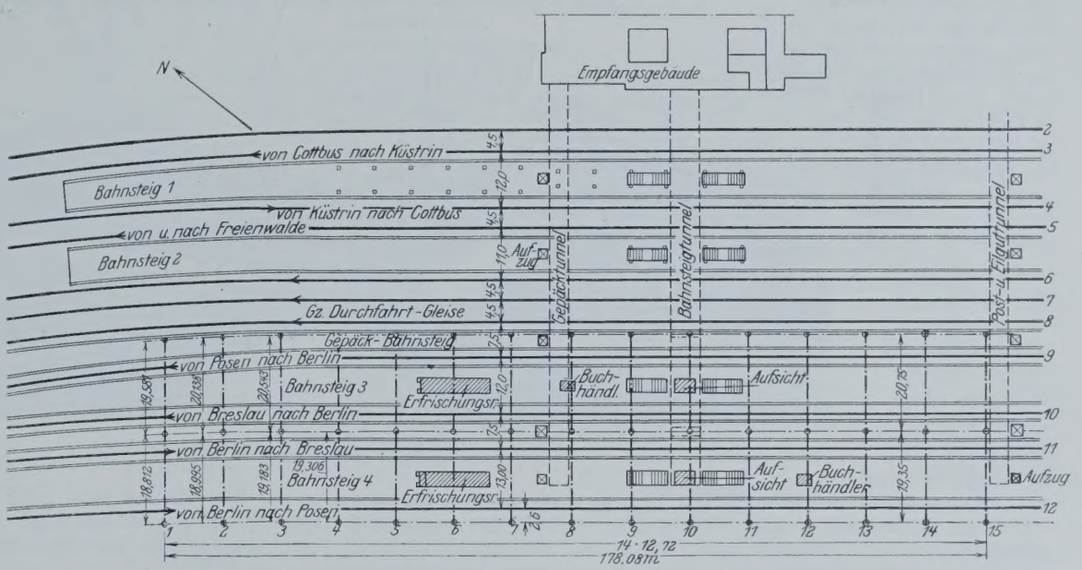


Abb. 1. Grundriß der gesamten Hallen.

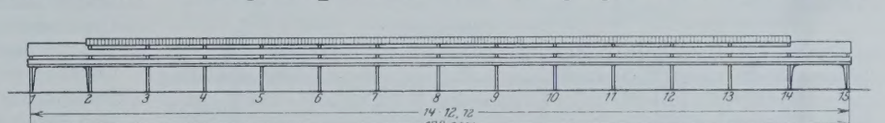


Abb. 2. Längsansicht.

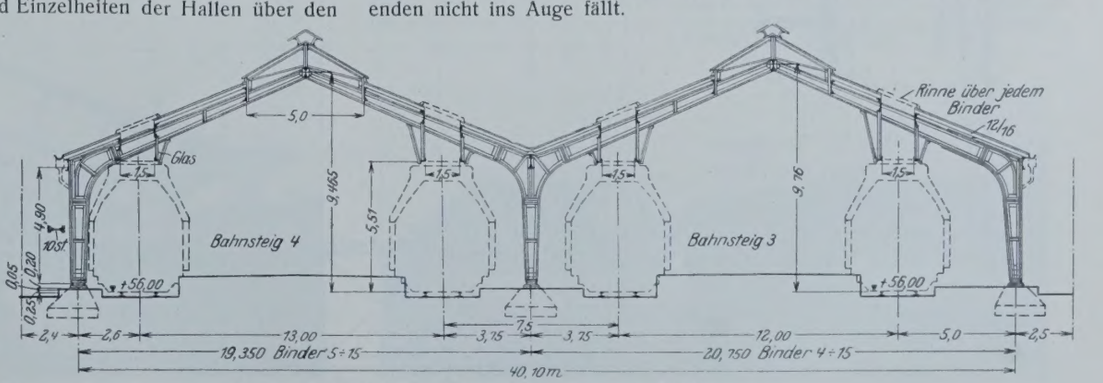


Abb. 3. Querschnitt durch die Hallen.

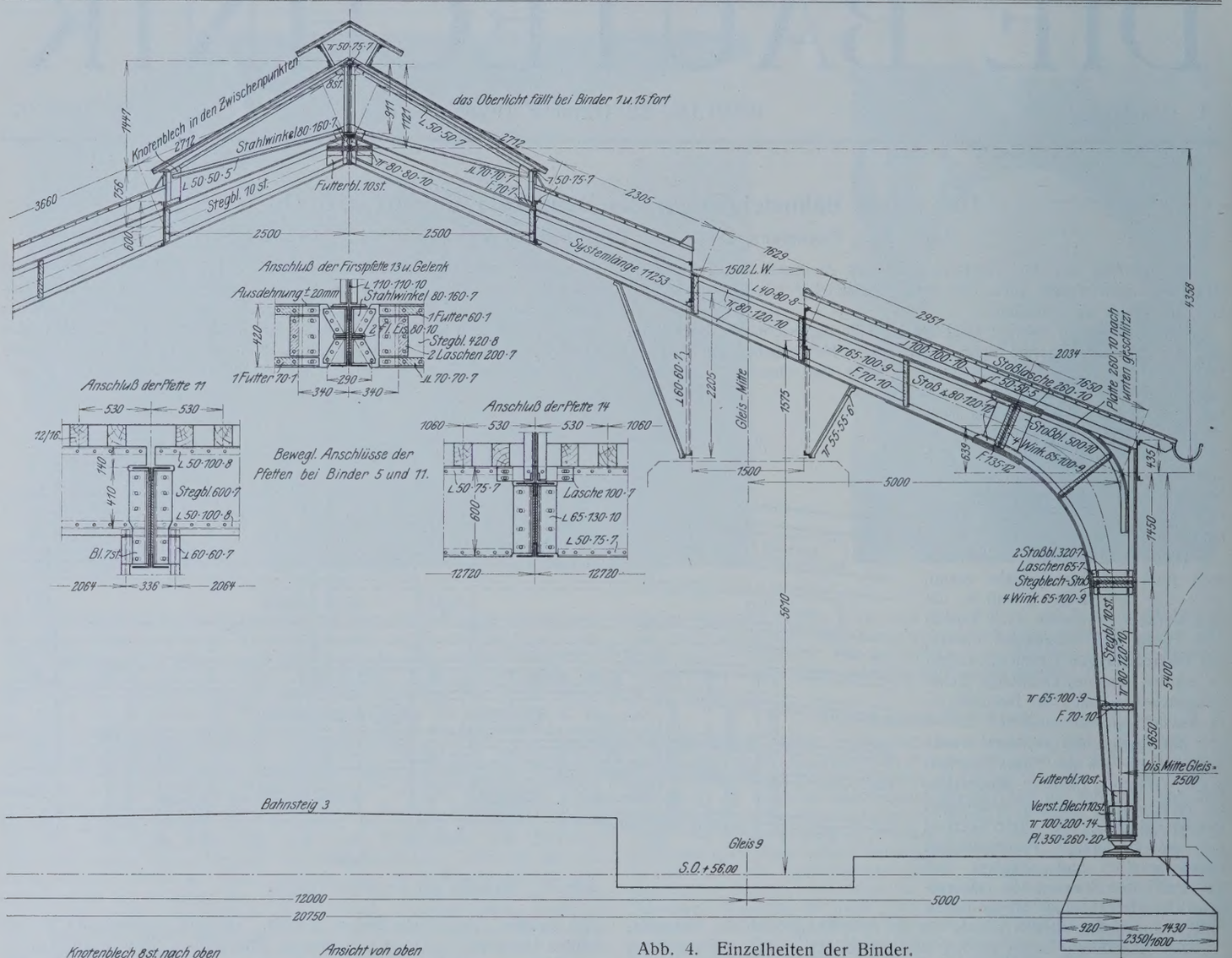


Abb. 4. Einzelheiten der Binder.

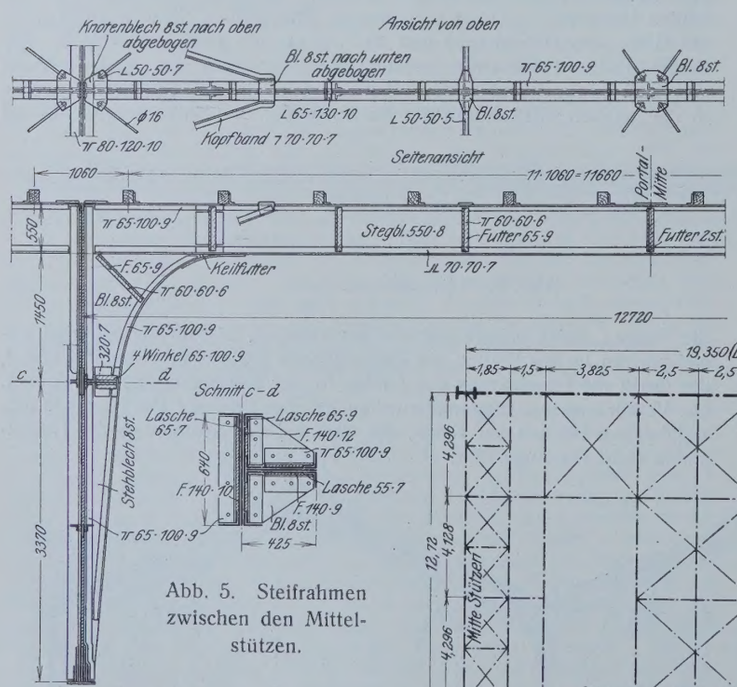


Abb. 5. Steifrahmen zwischen den Mittelstützen.

Die Binder sind als vollwandige Blechträger entworfen. Die Fußgelenke der Binderstützen sind als Kugellager ausgebildet, die auf Betonfundamenten stehen. Die durch die Rücksicht auf die vorhandenen Gepäckaufzüge gegebene Binderstellung führte dazu, daß die Mittel- und nordöstlichen Außenstützen der Binder 8 und 15 auf die Wände der Gepäcktunnel und diejenigen des Binders 10 auf die Decke des Personentunnels zu stehen kommen. Für die Fundamente dieser Binder sind daher besondere Unterkonstruktionen notwendig geworden, die so ausgebildet wurden, daß sie eingebaut werden konnten, ohne daß das

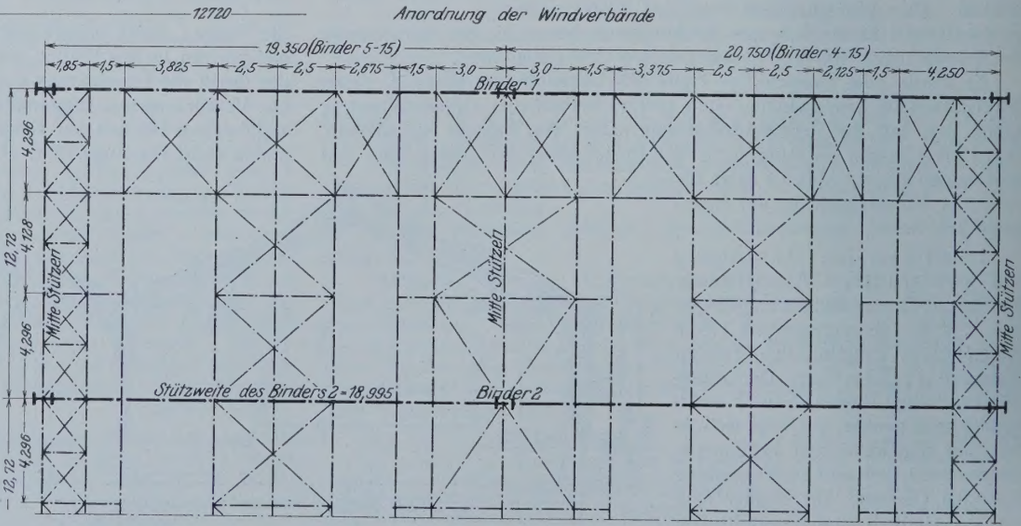


Abb. 6. Anordnung der Windverbände.

bereits fertige Tragwerk der Tunneldecken nochmals aufgebrochen werden mußte. Die Firstgelenke der Binder sind als Federgelenke ausgebildet (s. Abb. 4). Zur Übertragung der wagerechten Kräfe dienen vier Flacheisen 80 · 10 und zur Übertragung der Querkräfte federnde Stahlwinkel.

Über den vier Gleisen in den beiden Hallen sind Rauchschlitze angeordnet, die gegen die Bahnsteige durch angehängte Glasschürzen abgeschlossen sind. Durch die Lage dieser Schürzen war diejenige einer Anzahl Pfetten bestimmt, insofern als die Schürzen an Pfetten angehängt werden mußten. Vier weitere Pfetten waren festgelegt als Traufpfetten der beiden je 5 m breiten Firstoberlichter, außerdem waren die Trauf-, First- und Sattelpfetten in ihrer Lage bestimmt. Da die Gleise nicht symmetrisch zu den Stützen liegen, ergab sich aus dieser Einteilung eine ungleiche Lage der Pfetten in den einzelnen Binderhälften, wie aus Abb. 6 hervorgeht.

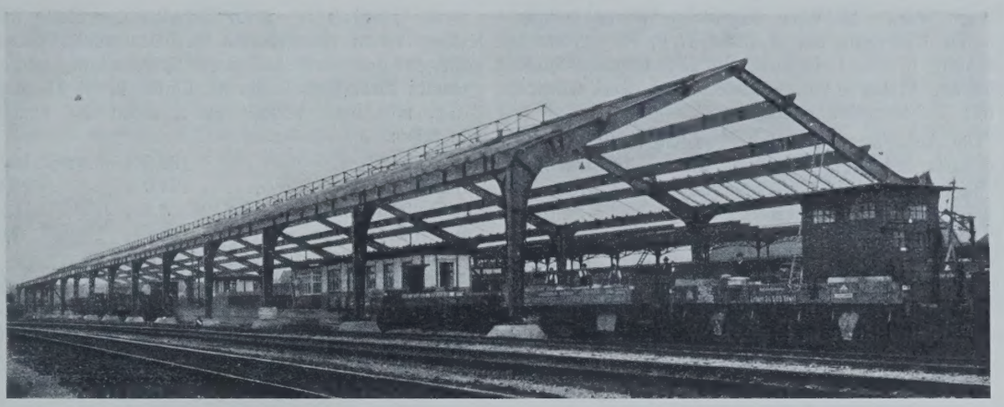


Abb. 8. Gesamtansicht der aufgestellten Eisenkonstruktion einer Halle.

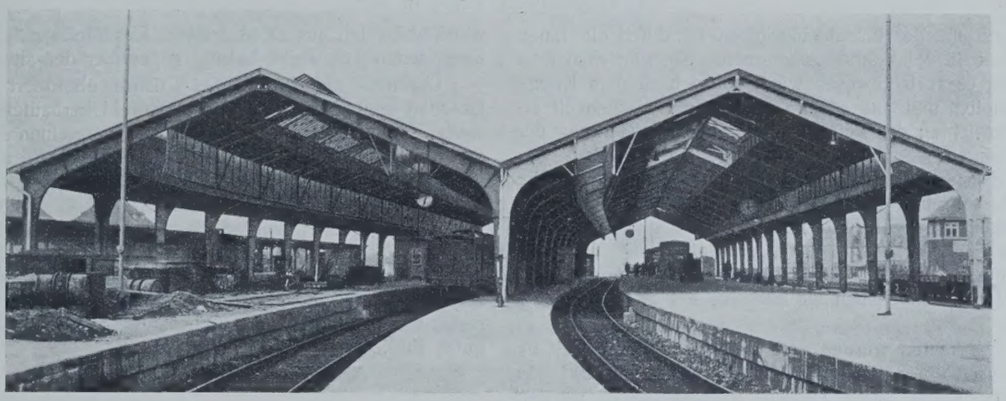


Abb. 9. Fertige Hallen der Bahnsteige 3 und 4.

Zwischen den Traufpfetten und den beiderseits nächsten Pfetten sind zur Aufnahme der Windkräfte auf die Hallenlängswände, die später geschlossen werden sollen, durchgehende Windverbände aus gekreuzten Rundeisenstäben vorgesehen worden. Zur Aufnahme des Winddruckes in der Hallenlängsrichtung dienen Giebelwindverbände, die den Winddruck auf die in den beiderseitigen Endfeldern zwischen allen drei Stützreihen angeordneten Steifrahmen (Abb. 5) übertragen. Weitere durchgehende Verbände sind zwischen den die Oberlichter in den Felddritteln tragenden Oberlichtbindern vorgesehen und in den Pfettenfeldern beiderseits der Sattelpfette. Neben den Bindern 5 und 11 dienen Dehnungsfugen zum Wärmeausgleich.

Die Dacheindeckung besteht aus Doppelpappdach auf hölzerner Schalung und Holzsparren. Zur Erzielung einer ausreichenden Belichtung ist, wie bereits erwähnt, ein 5 m breites, vom zweiten bis zum vorletzten Binderfelde durchgehendes Firstoberlicht angeordnet. Außerdem ist in Aussicht genommen, die einstweilen offenen Hallenlängswände mit Glaswänden zu verkleiden. Für die Rauchabführung wurde außer durch die bereits erwähnten Rauchschlitze noch durch besondere durchlaufende Dachreiter in den Oberlichtfirsten gesorgt. Der Gesamteindruck der Hallen wird durch Abb. 9 vermittelt.

2. Angaben über die statische Berechnung. Der Festigkeitsberechnung sind die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919 mit den Ergänzungen vom 25. Februar 1925 zugrunde gelegt. Auch sind die B. E.-Vorschriften der Reichsbahn sinngemäß angewendet worden. Als Eigengewichte kamen in Betracht:

für die Dacheindekkung 59 kg f. 1 m² Grundfläche,
für die Glasschürzen und die Oberlichter 48 kg f. 1 m² Grundfläche.

Für die Berechnung der Pfetten ist außerdem, soweit sich dadurch ungünstigere Belastungen ergaben, angenommen, daß die Rauchschürzen bei späterer Umstellung der Reichsbahn in elektrischen Betrieb in Fortfall kommen. Bei der Ausbildung der Pfetten ist, unter der Annahme einer zulässigen Durchbiegung von $\frac{1}{400}\,l$ auf eine Querschnittausbildung von größter Wirtschaftlichkeit besonderer Wert gelegt worden. Sie bestehen aus einem Stehblech von 600 mm Höhe und 7 mm Stärke und je einem ungleichschenkligen oberen und unteren Gurtwinkel 50 · 75 · 7 bis 50 · 100 · 8. Nur die beiden Firstpfetten und die Sattelpfetten sind der Symmetrie wegen mit doppelten Gurtwinkeln ausgebildet (Abb. 4). Zur Aussteifung der in wagerechter Richtung nur schwachen Pfetten sind sie sämtlich in den Drittelpunkten durch die bereits oben erwähnten wagerechten Verbände gehalten.

Das Tragwerk der Binder ist in Abb. 3 dargestellt. Es ist einfach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größe ist der Bogenschub am linken Stützenfuß angenommen. Die Berechnung wurde mittels Einflußlinien durchgeführt und ergab als Querschnitt einen Blechträger mit Stehblech von 10 mm Stärke und wechselnder Höhe, vier Gurtwinkeln 80 · 120 · 10 und eine bis zwei Gurtplatten 260 · 10.

Die Verbände und Steifrahmen sind für einen äußeren Winddruck von 100 kg/m² und einen inneren von 60 kg/m² berechnet. Die Riegel in den Feld-Drittelpunkten der wagerechten Verbände bestehen aus ⌊ 50 · 50 · 5, die Schrägen durchweg aus Rundeisen von 16 mm Durchm. Als Riegel der Steifrahmen dienen die darüberliegenden Pfetten; die Stiele sind als seitliche Versteifungen der Binderstützen ausgebildet und bestehen aus 10 mm starken Stehblechen und Gurtwinkeln 65 · 100 · 9.

Abb. 7. Halle während der Aufstellung.

Abb. 10. Bahnsteigdächer aus Holz der Bahnsteige 1 und 2.

Bei den Rauchschürzen wurde für eine wagerechte Windbelastung von 60 kg/m² als tragender Untergurt ein Z-Eisen N. P. 12 errechnet, während für die senkrechten, in den Feld-Sechsteln angeordneten Stiele T-Eisen 60 · 60 · 7 ausreichten. In das so ausgebildete Rahmenwerk wurden eiserne Fensterrahmen mit Drahtverglasung eingesetzt.

3. Bauvorgang. Die Aufstellung der Halle geschah in der Weise, daß zunächst die Halle über Bahnsteig 4 gebaut wurde, im Anschluß daran die Halle 3, beide beginnend am südöstlichen Hallenende. Während des Baues der Halle 4 waren die beiden Gleise 11 und 12 außer Betrieb, so daß die Binder und Pfetten mit ausziehbaren Ständerbäumen aufgestellt werden konnten. Der Aufbau der Halle 3 mußte dagegen unter Aufrechterhaltung des Betriebes auf den Gleisen 9 und 10 vor sich gehen und geschah mittels eines fahrbaren Gerüstes. Die Aufstellungsarbeiten wurden am 10. Mai begonnen und waren am 22. Juli 1926, also in rd. 10 Wochen, beendet.

4. Gewichte. Beim Entwurf der Halle mußte, wie in der Einleitung schon gesagt, den verhältnismäßig knappen Mitteln Rechnung getragen und mit äußerster Sparsamkeit vorgegangen werden. Das gesamte Eisengewicht der in Flußstahl St 37 ausgeführten Halle beträgt 376 t, und zwar verteilt es sich auf die einzelnen Konstruktionsteile wie folgt:

a) Binder	139,5 t,	das sind	19,5	kg f. 1 m²	Grundfläche
b) Pfetten	164,9 „	„ „	23,1	„	„
c) Steifrahmen	8,8 „	„ „	1,23	„	„
d) Windverbände	14,9 „	„ „	2,09	„	„
e) Schürzen	32,7 „				
f) Oberlichttragwerk . . .	15,7 „				
g) Flußstahlguß der Lager rd.	10,0 „				

Das Gewicht der reinen Tragkonstruktion beträgt daher rd. 46 kg/m².

Die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst** in Berlin.

Der Unterhaltungszustand der Eisenbahnbrücken ist durch die lange Dauer des Krieges stark in Rückstand gekommen. So wünschenswert und dringend notwendig es auch gewesen wäre, sofort nach dem Kriege das Versäumte nachzuholen und außerdem den in der Zwischenzeit erheblich vergrößerten Gewichten der Betriebsmittel durch Verstärkung der Brücken Rechnung zu tragen: der unglückliche Ausgang des Krieges verhinderte in den ersten Nachkriegsjahren durchgreifende Maßnahmen. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft konnte nur das Allernotwendigste auf dem Gebiete des Brückenbaues tun und mußte sich fast ausschließlich auf die Abstellung der Schäden beschränken, die unmittelbar betriebsgefährlich werden konnten. Erst im Jahre 1924 konnte mit dem langsamen Eintritt geordneter Zustände auch die Initiative auf diesem Gebiete sich freier entfalten.

Die vorhandenen Überbauten wurden nach Möglichkeit — soweit es wirtschaftlich und technisch überhaupt durchführbar war — verstärkt. In manchen Fällen konnten schon durch einfache Verbesserungen an den Überbauten und dadurch gerechtfertigte Zulassung höherer Spannungen kostspielige Verstärkungen auf längere Zeit hinausgeschoben werden. Hier kamen vor allem Verbesserungen der Gleislage, Vermeidung von Schienenstößen durch Verwendung längerer Schienen, Beseitigung der unmittelbaren Auflagerung der Schienen auf den Trägern durch Einziehen von hölzernen Querschwellen, dann auch Einziehen von steifen wagerechten Verbänden in Frage. Bei durchgreifenden Verstärkungen wurden neue Eisenteile auf die alten genietet, einzelne besonders schwache Teile ausgebaut nnd durch neue ersetzt, weitere Haupt-, Quer- oder Längsträger eingefügt, die vorhandenen Hauptträger durch Einziehen von Hänge- oder Druckgurtungen (dritte Gurte) tragfähiger gemacht. Um die neu aufgebrachten Teile zur Aufnahme des Eigengewichts der Überbauten heranzuziehen, wurden die Tragwerke vor Aufbringen der Verstärkungsteile durch besondere Maßnahmen (Abfangekonstruktionen) entlastet. Bei Verstärkung durch Hänge- oder Druckgurtungen wurde dies durch künstliches Anspannen der dritten Gurte zu erreichen versucht. In manchen Fällen konnte eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Überbauten auch vorteilhaft durch Einbau von neuen Zwischenstützen und vereinzelt auch durch Verbindung bisher getrennt gelagerter Überbauten mehrerer Öffnungen zu durchlaufenden Trägern erreicht werden. Bei der Verstärkung kleinerer Tragwerke hat es sich besonders auch im Hinblick auf die Störungen des Betriebes oft als zweckmäßig erwiesen, die Überbauten durch Provisorien zu ersetzen und sie außerhalb des Betriebes zu verstärken und wieder einzubauen.

In der Mehrzahl der Fälle war jedoch die Möglichkeit einer wirtschaftlichen Verstärkung nicht mehr gegeben; die vorhandenen Überbauten mußten durch neue ersetzt werden. Die folgenden Abbildungen der größeren und bemerkenswerteren Neubauten von Eisenbahnbrücken sollen unter Gegenüberstellung mit den von ihnen ersetzten Bauwerken einen kurzen Überblick darüber geben, was auf diesem Gebiete in den letzten Jahren von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft geleistet worden ist. Wenn die Systemskizzen auch kein vollständiges Bild von den großen Fortschritten auf dem Gebiete des Eisenbahnbrückenbaues geben können, so vermögen sie doch manchen interessanten Vergleich zu bieten und überzeugend darzulegen, wie stark sich die Anschauungen in vielen Dingen gewandelt haben. In diesem Zusammenhange sei bei den Neubauten besonders auf die Betonung des rein Zweckmäßigen auch bei den großen Bauwerken hingewiesen, bei denen man früher auf architektonisches Beiwerk (Portalbauten!) in keinem Falle verzichten zu können glaubte.

Abb. 1 zeigt den Umbau der Oderbrücke bei Cosel auf der Strecke Kandrzin—Deutsch-Rasselwitz. Die alten zweigleisigen Überbauten, schweißeiserne Träger mehrfachen Systems aus dem Jahre 1875, die im Jahre 1905 verstärkt worden waren, wurden 1925 durch zweigleisige Fachwerküberbauten aus St 48 ersetzt. Das Mehrgewicht der für Lastenzug *N* berechneten Tragwerke beträgt gegenüber der alten Brücke nur rd. 13 %.

Die neue Oderbrücke bei Cüstrin überquert den Strom mit einem Überbau von 80 m Stützweite und drei Überbauten von je rd. 54 m Stützweite. Abb. 2 zeigt den großen Überbau, einen Parabelträger aus St 48, der zwei Überbauten von je rd. 26 m Stützweite aus dem Jahre 1868 und eine Drehbrücke aus engmaschigen Gitterträgern ersetzt. Durch Hebung der S.O. um rd. 1 m wurde die Drehbrücke entbehrlich; durch Fortfall der Zwischenpfeiler wurden auch die Schiffahrtverhältnisse erheblich verbessert. Die in unmittelbarer Nähe der Oderbrücke liegende neue Warthebrücke zeigt denselben großen Überbau und zwei Überbauten von je rd. 54 m Stützweite. Die Brückenbauten, die für den Lastenzug *N* berechnet sind, bieten mit ihren auffallend schlanken Gliedern ein recht gutes Bild.

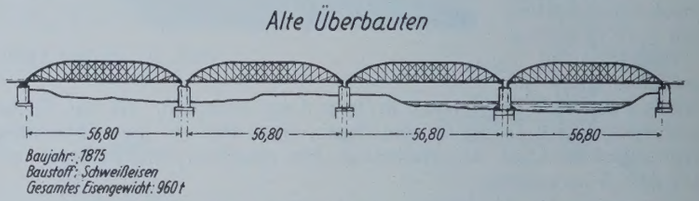


Abb. 1. Oderbrücke bei Cosel.

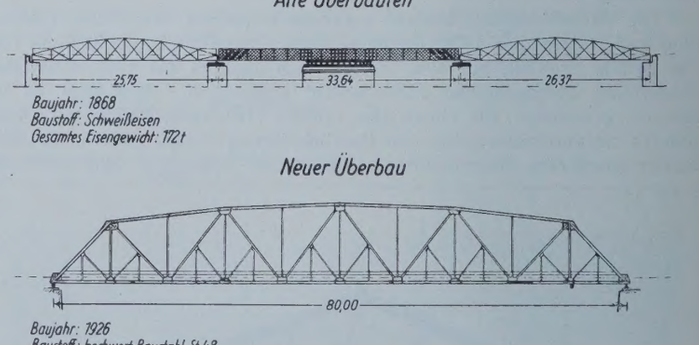


Abb. 2. Oderbrücke bei Cüstrin.

Die alte Spreebrücke im Zuge der Stadt- und Fernbahn beim Bahnhof Bellevue in Berlin (Abb. 3) überquerte den Fluß auf drei schweißeisernen Parallelträgern von je rd. 26 m Stützweite. Die neue für den Lastenzug *N* berechnete Brücke zeigt mit Rücksicht auf die Schiffahrt nur noch zwei Öffnungen, die durch Parallelträger mit obenliegender Fahrbahn von je 38 m Stützweite aus Flußstahl St 37 überspannt werden.

Beim Umbau der Havelbrücke in Potsdam auf der Strecke Berlin—Magdeburg (Abb. 4) mußte besonders auf die landschaftlich reizvolle Umgebung Rücksicht genommen werden. Die erst aus dem Jahre 1890 stammenden Schwedlerträger der beiden mittleren Öffnungen von je

rd. 30 m Stützweite wurden durch versteifte Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub von 61 m Stützweite aus St 48 ersetzt. Die Versteifungsträger sind vollwandige Träger mit 2 m hohen Stegblechen. Auf den Enden des mittleren Überbaues sind die Blechträger der kleinen Seitenöffnungen gelenkig gelagert. Die neue Brücke besitzt keine schrägen Füllstäbe und begünstigt dadurch den freien Durchblick: durch die Größe der Mittelöffnung wird auch der an dieser Stelle sehr lebhafte Wasserverkehr wesentlich erleichtert.

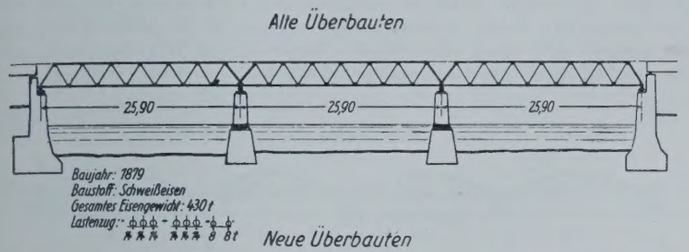


Abb. 3. Spreebrücke am Bahnhof Bellevue in Berlin.

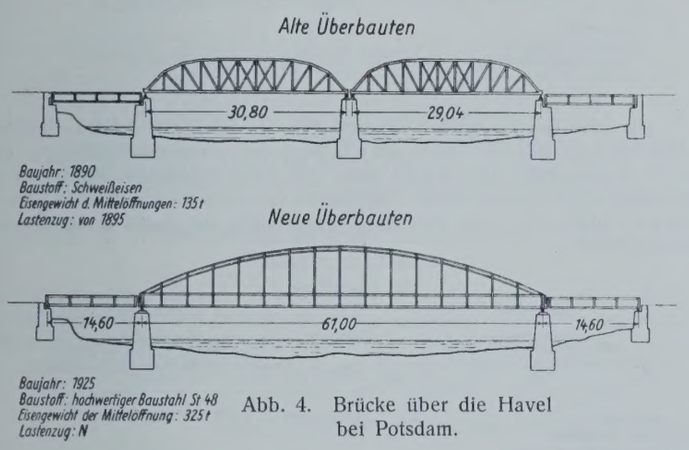


Abb. 4. Brücke über die Havel bei Potsdam.

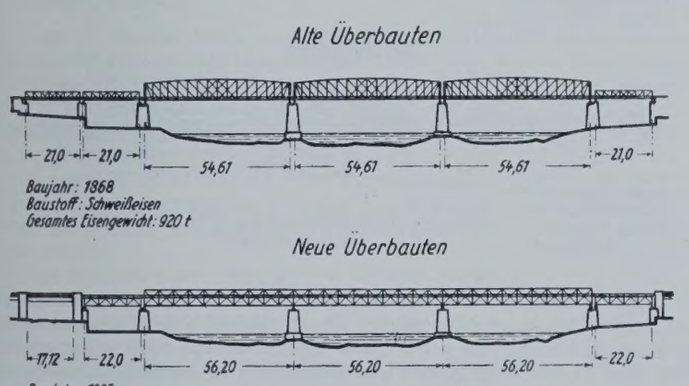


Abb. 5. Elbebrücke bei Meißen.

Abb. 5 zeigt den Neubau der Elbebrücke bei Meißen.[1]) Bei diesem in einem Stadtbilde von landschaftlich hohem Reize gelegenen Bauwerk wurde den Forderungen des Heimatschutzes in weitgehendem Maße Rechnung getragen. Das alte Bauwerk aus dem Jahre 1868 besaß für jedes der zwei Gleise drei eingleisige Überbauten von rd. 55 m Stützweite (einwandige Halbparabelträger) und drei kleinere Parallelfachwerkträger von 21 m Stützweite. Der neue Eisenüberbau, der im Gegensatze zum alten Bauwerk vollkommen symmetrisch ausgebildet ist, überspannt den Strom mit zwei über drei Öffnungen durchlaufenden eingleisigen Fachwerkträgern mit parallelen Gurtungen und doppeltem Strebenfachwerk, die in halber Höhe die Fahrbahn tragen. Die Überbauten der anschließenden beiden Seitenöffnungen sind ebenfalls Fachwerkträger mit obenliegender Fahrbahn, die halb so hoch wie die Träger der großen Überbauten sind und deren Strebenzug dasselbe Bild wie die unter der Fahrbahn liegenden Teile der Hauptöffnungen zeigt. Die Höhenlage der Fahrbahn zu den Stromüberbauten wird mit der Forderung begründet, daß die Hauptträger mit Rücksicht auf den freien Ausblick sich nicht wesentlich über die Fahrbahn erheben dürfen. Links schließen sich an die Stromüberbauten die Überbrückung der Siebeneichener Straße aus einbetonierten Blechträgern mit rd. 17 m Lichtweite und rechts die Unterführung der Dresdener Straße an. Stromabwärts liegt neben der Brücke ein öffentlicher 3,5 m breiter Gangsteg, der auf der einen Seite gelenkig an den Hauptpfosten des linken Gleisträgers angeschlossen ist und auf der anderen Seite auf dem Obergurt eines besonderen Hauptträgers liegt, der über die ganze Brückenlänge in gleicher Höhe und Ausbildung durchläuft.

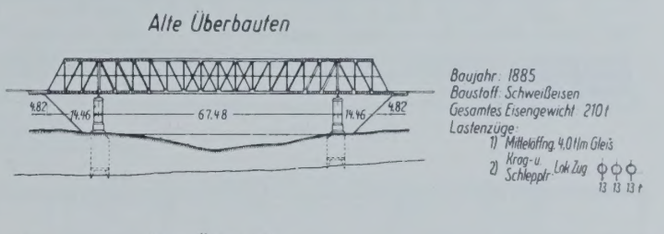


Abb. 6. Warnowbrücke bei Niex.

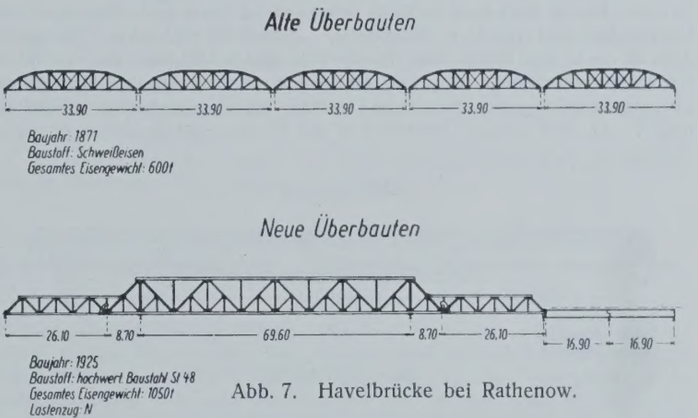


Abb. 7. Havelbrücke bei Rathenow.

Die Eisenbahnlinie Rostock—Laage überschreitet bei Niex das Tal der Warnow auf der aus Abb. 6 zu ersehenden Brücke, einem Kragträger, von dem beiderseits Schleppträger von rd. 4,8 m Stützweite auf die anschließenden etwa 12 m hohen Dämme führen, da aus Standsicherheitsgründen hier keine Widerlager gebaut werden konnten. Der tragfähige Baugrund liegt etwa 12 m unter dem Ufergelände. Da der alte Überbau erhebliche Mängel aufwies und für die schwereren Betriebsmittel wirtschaftlich nicht mehr zu verstärken war und außerdem die Pfeiler stetig in Bewegung waren, wurde der sehr hoch liegende Überbau 1924 durch einen Neubau mit obenliegender Fahrbahn ersetzt,[2]) um die Pfeiler durch die Brems- und Windkräfte günstiger zu beanspruchen. Zur weiteren Entlastung der Pfeilergrundmauern wurden die Dämme beiderseits zurückgesetzt, wodurch sich Schleppträger von rd. 17,5 m Stützweite ergaben, die auf einem Kragträger von 67 m Stützweite und 12,5 m weit ausladenden Kragarmen ruhen. Trotzdem mußten die Pfeilergrundmauern zur Aufnahme der wagerechten Kräfte durch Pfähle und Eisenbetonmäntel noch verstärkt werden.

Die alten Überbauten der Havelbrücke bei Rathenow, fünf Schwedlerträger von je rd. 34 m Stützweite, wurden 1926 durch den aus Abb. 7 zu ersehenden Neubau ersetzt.[3]) Die neue Brücke liegt etwa 17 m südlich der alten und erhielt eine Schiffahrtöffnung von 60 m Lichtweite, die durch einen zweigleisigen Überbau mit Parallelträgern von rd. 70 m Stützweite und 9 m Netzhöhe überbrückt wird. Die Hauptträger ragen mit

[1]) Siehe Karig, Die Eisenbahnelbbrücke in Meißen, „Bauingenieur" 1925, S. 845 bis 859.

[2]) Siehe Ehrenberg, Der Umbau der Warnowbrücke bei Niex, „Die Bautechnik" 1925, S. 541 bis 556.

[3]) Siehe Kreß, Die Erneuerung der Havelbrücke bei Rathenow, „Die Bautechnik" 1926, S. 401 bis 404 und S. 426 bis 430.

Kragarmen von je 8,7 m Länge in die benachbarten Öffnungen und tragen dort die zweigleisigen Schwebeträger von rd. 26 m Stützweite und 4,5 m Netzhöhe. Die neuen Überbauten der Öffnungen 1 bis 4 der alten Brücke bieten ein symmetrisches Bild. Die Öffnung 5 (Flutöffnung) der alten Brücke ist in zwei Öffnungen von rd. 13 m Lichtweite aufgeteilt, die mit eingleisigen niedrigen Blechträgern von 17 m Stützweite überspannt sind. Die zwei benachbarten Blechträger eines Gleises ruhen auf dem Zwischenpfeiler nur mit einem Lager. Die Gelenke der Fachwerkträger bestehen aus 30 cm hohen Pendeln, auf die sich die Schwebeträger durch vollwandig ausgebildete Konsolen aufsetzen. Der Baustoff ist St 48.

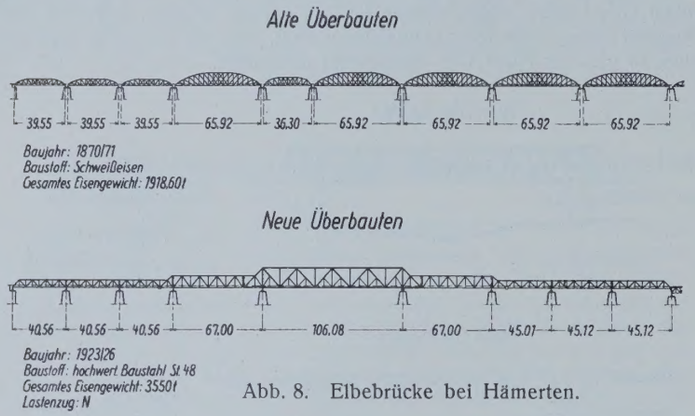


Abb. 8. Elbebrücke bei Hämerten.

Abb. 8 zeigt die Hauptteile der Elbebrücke bei Hämerten auf der Linie Berlin—Stendal.[4]) Die alte Brücke aus den Jahren 1868 bis 1871 zeigt fünf Öffnungen mit Überbauten von rd. 66 m Stützweite, vier Öffnungen mit Überbauten von rd. 40 m Stützweite, von denen eine in Abb. 8 oben unmittelbar rechts (westliches Ufer) anschließend zu denken ist und hieran weiter nach rechts anschließend noch acht Öffnungen mit Überbauten von rd. 33 m Stützweite. Ferner ist noch eine Öffnung (in Abb. 8 oben die fünfte von links) mit einem Überbau von rd. 36 m Stützweite überbrückt, die bis 1894 durch eine zweiarmige Drehbrücke überspannt worden war. Sämtliche Überbauten sind zweigleisige Schwedlerträger. In den Jahren 1895/96 war die Brücke durchgreifend verstärkt worden.

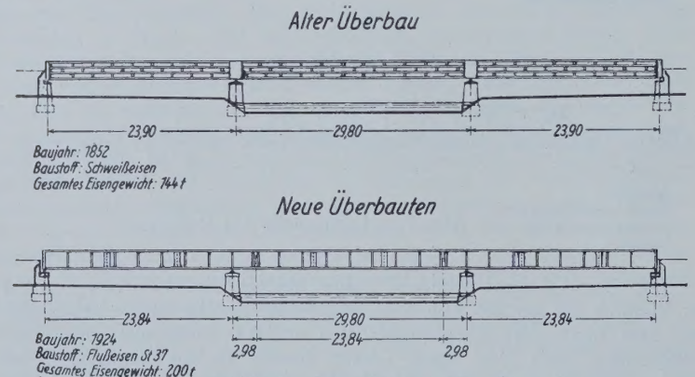


Abb. 9. Innerstebrücke bei Sarstedt.

Die neue zweigleisige Brücke (Abb. 8 unten), die etwa 21 m flußaufwärts der alten liegt, zeigt abgestufte Parallelträger. Sie erhielt eine große Schiffahrtöffnung (5) von rd. 100 m lichter Weite, die durch einen Parallelträger von rd. 106 m Stützweite und 15 m Höhe überspannt wird, der in die Öffnungen 4 und 6 mit je 14 m langen Kragarmen reicht und dort die Schwebeträger von je 67 m Stützweite und 9 m Systemhöhe aufnimmt. An diese schließen sich links drei Öffnungen, die mit oben offenen Überbauten mit tiefliegender Fahrbahn von rd. 40 m Stützweite und 5,5 m Trägerhöhe überbrückt sind, und rechts drei Öffnungen mit gleich hohen Überbauten von rd. 45 m Stützweite. Weiter rechts (in Abb. 8 nicht gezeichnet) schließen sich noch neun Flutöffnungen an, die von Parallelfachwerküberbauten von rd. 34 m Stützweite und 4,08 m Systemhöhe mit obenliegender Fahrbahn überspannt werden. Die Zahl der Öffnungen (18) ist bei der neuen Brücke dieselbe geblieben, da für den in der Hauptstromöffnung fortgefallenen Pfeiler weiter rechts ein Pfeiler eingefügt wurde. Von den Obergurten der höheren Überbauten leiten jeweils Schrägstäbe zu den Obergurten der niedereren über. Sämtliche Überbauten sind so gelagert, daß die Pfeiler zentrisch belastet werden. Die ganze Brücke paßt sich mit ihren wagerechten Linien sehr gut der flachen Landschaft an.

Die alte aus dem Jahre 1852 stammende schweißeiserne Brücke über die Innerste bei Sarstedt auf der Strecke Elze—Hannover (Abb. 9) zeigt über drei Öffnungen durchlaufende Blechträgerüberbauten, deren Hauptträgerstegbleche von 2,35 m Höhe aus zahlreichen kleinen Blechen zusammengesetzt waren. Die neuen, für den Lastenzug *N* berechneten eingleisigen Überbauten bestehen ebenfalls aus vollwandigen Trägern; die Überbauten der beiden Seitenöffnungen kragen in die Mittelöffnung vor und nehmen dort einen eingehängten Träger von rd. 24 m Stützweite auf. Die Stegblechhöhe der Hauptträger beträgt 2,40 m.

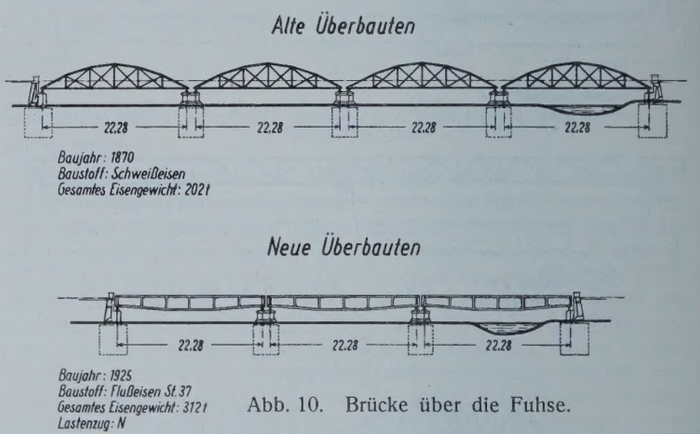


Abb. 10. Brücke über die Fuhse.

Die alte Brücke über die Fuhse auf der Strecke Öbisfelde—Lehrte (Abb. 10) zeigt vier Öffnungen, die mit gegliederten Halbparabelträgern von rd. 22 m Stützweite überspannt sind. Die neue Brücke besteht aus drei Blechträgern mit gekrümmten Untergurten von derselben Stützweite. Der linke Überbau der alten Brücke ist weggefallen und durch einen Damm ersetzt worden.

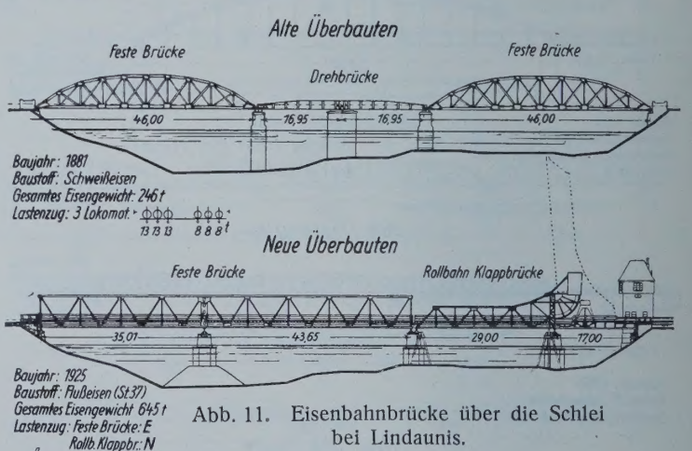


Abb. 11. Eisenbahnbrücke über die Schlei bei Lindaunis.

Abb. 11 zeigt die Eisenbahnbrücke über die Schlei bei Lindaunis auf der Strecke Flensburg—Eckernförde. Die alte Brücke besteht aus zwei festen eingleisigen Überbauten — Halbparabelträgern von je 46 m Stützweite — und einer dazwischenliegenden Drehbrücke mit zwei vollwandigen Armen von je 17 m Länge. Die neue eingleisige Brücke liegt 10 m westlich der alten und zeigt als Ersatz für die Drehbrücke eine Klappbrücke nach Bauart Scherzer von 29 m Stützweite, die auf dem anschließenden Blechträger von 17 m Stützweite abrollt. Die Klappbrücke wurde gegen die alte Drehbrücke so weit seitlich verschoben, daß sie ohne Behinderung der Schiffahrt in wagerechter Lage zusammengebaut werden konnte. Als neuer fester Überbau wurde die ehemalige Drehbrücke über den Nordostseekanal bei Taterpfahl verwendet, die unzerlegt auf dem Wasserwege nach der Baustelle überführt und dort außerhalb des Fahrwassers für den Lastenzug *E* verstärkt wurde. Der Überbau bildet in seiner endgültigen Lage im Bauwerk einen durchlaufenden Parallelträger über zwei Öffnungen von rd. 35 und 44 m Stützweite.

Die alte, 1872 erbaute viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe (Abb. 12) überspannt mit im ganzen sechs zweigleisigen Überbauten von je 100 m Stützweite in Lohse-Trägerform den Strom. Für den Neubau kam diese Trägerform trotz ihres ansprechenden Bildes aus verschiedenen Gründen nicht in Frage. Der zur Ausführung bestimmte Entwurf sieht in Anlehnung an die stromabwärts unmittelbar neben der Eisen-

[4]) Siehe Kreß, Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten, „Die Bautechnik" 1925, S. 197 bis 200 und S. 210 bis 214, ferner Zwach, „Die Bautechnik" 1926, S. 39 bis 42, S. 48 bis 51 und S. 98 bis 102.

Abb. 12. Brücke über die Norderelbe bei Hamburg.

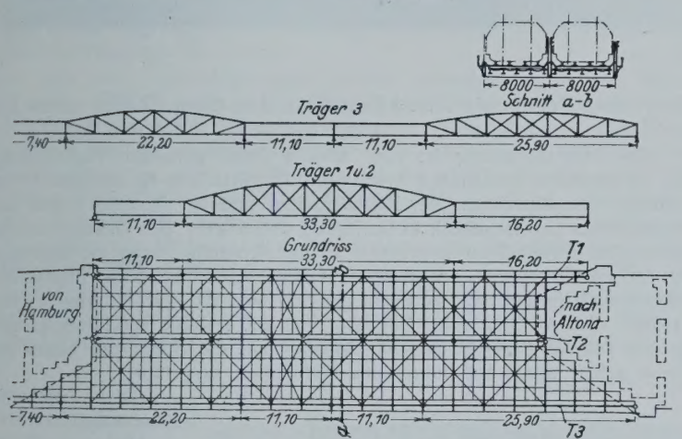


Abb. 13. Umbau der Straßenunterführung am Stern in Altona. Vorhandener Zustand.

bahnbrücke liegende neue Freihafenelbbrücke der Stadt Hamburg Zweigelenkbogenträger von 100 m Stützweite mit wagerechtem, in Höhe der Fahrbahn liegendem Zugbande vor.[5]) Die neuen Überbauten aus St 48 sind für den Lastenzug *N* berechnet; bei ihrer Aufstellung dienen die alten Überbauten als Rüstungen.

Die Straßenkreuzung am Stern in Altona wurde im Zuge der viergleisigen Stadtbahn Hamburg—Altona bisher durch einen zusammenhängenden viergleisigen Überbau mit drei Hauptträgern von insgesamt etwa 70 m größter Länge überbrückt. Abb. 13 zeigt die verschiedenen Systemskizzen der drei Hauptträger, die aus Fachwerkträgern und vollwandigen Trägern gebildet waren. Die neue Brücke besteht aus zwei von-

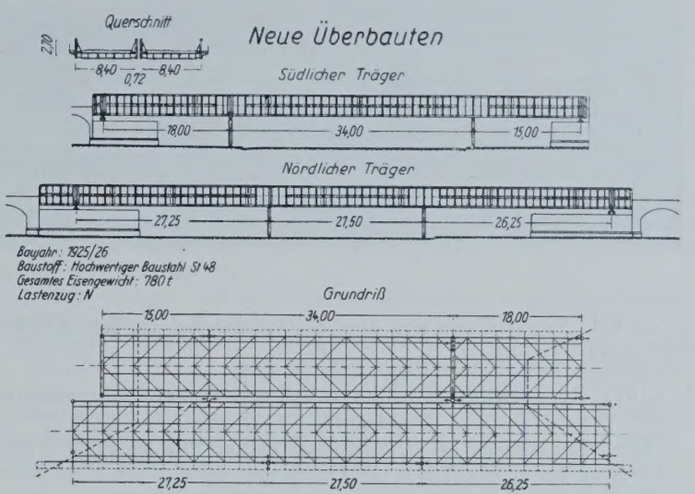


Abb. 14. Brücke am Stern in Altona.

einander getrennten zweigleisigen Überbauten (Abb. 14), die wegen der weniger schwierigen Montage und mit Rücksicht auf das gute Aussehen als Blechträger ausgebildet sind und über drei Öffnungen mit 15 — 34 — 18 m bezw. 19 — 34 — 22 bezw. 27 — 21,5 — 26 m Stützweite durchlaufen (s. Abb. 14 unten). Die Brücke ist für den Lastenzug *N* berechnet und aus St 48 hergestellt. (Die 2,7 m hohen Blechträger sind der Höhe nach aus zwei Teilen zusammengesetzt.) (Schluß folgt.)

[5]) Siehe Schaper, Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg, „Die Bautechnik" 1924, S. 57.

Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. **F. Bohny,** Sterkrade.

Am 21. Februar 1925 wurde der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf abgeschlossen. Bauherrin war die Rheinische Bahngesellschaft A.-G. in Düsseldorf; die den Auftrag in gemeinsamem Vertrage ausführenden Firmen waren die Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft, die Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf-Oberbilk und die Ph. Holzmann A.-G., Zweigstelle Düsseldorf, die ersteren beiden Werke für die neuen eisernen Überbauten, die letztere Firma für den Um- und Erweiterungsbau der gesamten Unterbauten.

Die Arbeiten waren so zu fördern, daß die Hauptgerüste bereits am 15. Dezember 1925 wieder aus dem Strom entfernt waren. Es stand somit für die äußerst umfangreichen und teilweise sehr schwierigen Arbeiten nur eine Zeit von knapp 10 Monaten zur Verfügung. Leider konnte aber auch diese nicht einmal zum freien Arbeiten auf der Baustelle ausgenutzt werden, da die Besatzungsbehörden die größten Schwierigkeiten bereiteten. Der März und ein Teil des April gingen mit langwierigen Verhandlungen dahin, und die Rheinische Bahngesellschaft konnte die Erlaubnis zum Bau erst durch das Zugeständnis der Ausführung einer tiefliegenden Minenkammer im mittleren Strompfeiler der Brücke erreichen. In Abb. 1 ist diese Maßnahme dargestellt. Es war danach in diesem Pfeiler ein tief unter die beiderseitigen Bogenauflager reichender Schacht mit kurzen Querstollen zu treiben, außerdem war in der Nähe der Brücke die zur Füllung der Kammern und etwaigen Sprengung des Pfeilers nötige Munition bereit zu lagern. Am 11. April war diese Sachlage klar und damit auch die vorläufige Erlaubnis, mit dem Bau der Brücke zu beginnen, ohne aber an die alten eisernen Überbauten zu rühren. Es konnten somit zunächst nur Arbeiten an den Pfeilern und Widerlagern, sowie Gerüstbauten unter der alten Brücke ausgeführt werden. Erst am 24. Juni, nachdem durch hochgetriebenen Tag- und Nachtbetrieb die in den alten harten Beton einzustemmende Kammer glücklich vollendet war, gab man die ganze

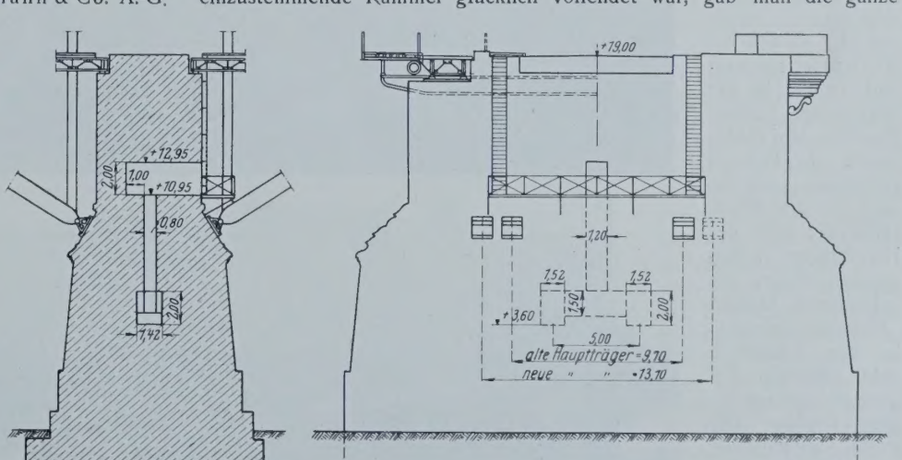
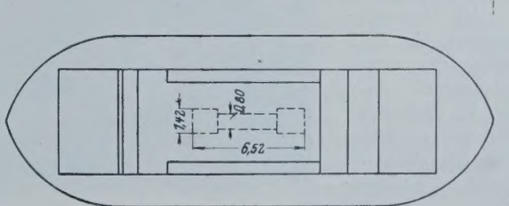


Abb. 1.



[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1925, Heft 31, S. 421 bis 423.

Abb. 2.

Brücke frei. Es gestalteten sich dann die Arbeiten auf den beiden Stromseiten etwa wie folgt:

1. Linke Brückenhälfte. Baustelle der Gutehoffnungshütte (Abb. 2.)

Mit der Ausführung der Gerüstarbeiten begann man am 14. April 1925 — Rammen des ersten Pfahles —. Fortlaufend daran wurden die Joche abgebunden und aufgestellt, und am 1. September 1925 war das ganze Gerüst einschließlich der rd. 130 t schweren Rüstbrücke über der Schiffahrtöffnung vollendet. Die Rüstbrücke wurde dabei auf den Fußstegen der alten Brücke zusammengebaut, vernietet und dann auf ihre Stützjoche abgesetzt. Mit dem Abbruch der alten Fußstege und mit dem Auswechseln des alten Windverbandes wurde am 26. Juni begonnen und diese Arbeit unter Anpassung an den Fortschritt der übrigen Bauarbeiten bis zum 1. Oktober durchgeführt. Das Verlegen der 15 t schweren Auflagerkörper und der ersten Untergurtstäbe geschah ab 20. August, anschließend und fortlaufend daran wurden die Hauptträgerfelder vorgestreckt, so daß am 26. Oktober nur noch fünf Felder in der Bogenmitte fehlten. Für diese fünf Felder wurde ein Paßmaß genommen und danach in der Werkstätte der Rest der Hauptträger fertiggestellt, wobei die gefundenen kleinen Maßabweichungen in der Stützweite beim mittelsten Bogenfach Berücksichtigung fanden. Der letzte Gurtstab war am 10. November eingebaut, die Freisetzung des neuen Bogenträgers fand am 28. November 1925 statt, gleichzeitig mit dem der rechten Brückenhälfte.

2. Rechte Brückenhälfte. Baustelle der Hein, Lehmann & Co. (Abb. 3.)

Die Montagerüstung ist eine in den Strom gerammte Holzrüstung, die in der Mitte der Öffnung einen Schiffsdurchlaß von 65 m lichter Weite freiläßt. Die Ausführung der Rammarbeiten und der Rüstung waren der Spezialfirma Carl Hanebeck in Dortmund übertragen. Die Rüstung enthält außer den notwendigen Leitwerken für die Sicherung gegen die Schiffahrt rd. 200 Rüstungspfähle, deren meiste 4,5 bis 5,5 m tief in die Rheinsohle eingerammt wurden. Sie wurde in der Zeit vom 25. April bis zum 17. Juli erstellt. Der Rüstträger im Gewichte von 200 t wurde anschließend aufgebaut und bis zum 28. August tragfähig auf die Stützjoche abgesetzt. Diese Arbeit wurde vorwiegend als Nachtarbeit ausgeführt.

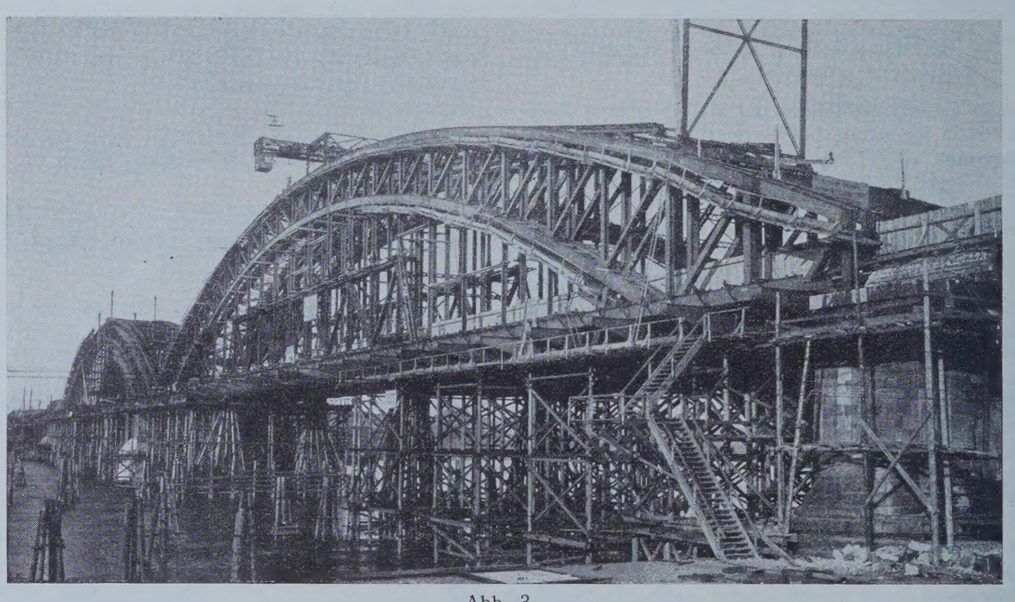


Abb. 3.

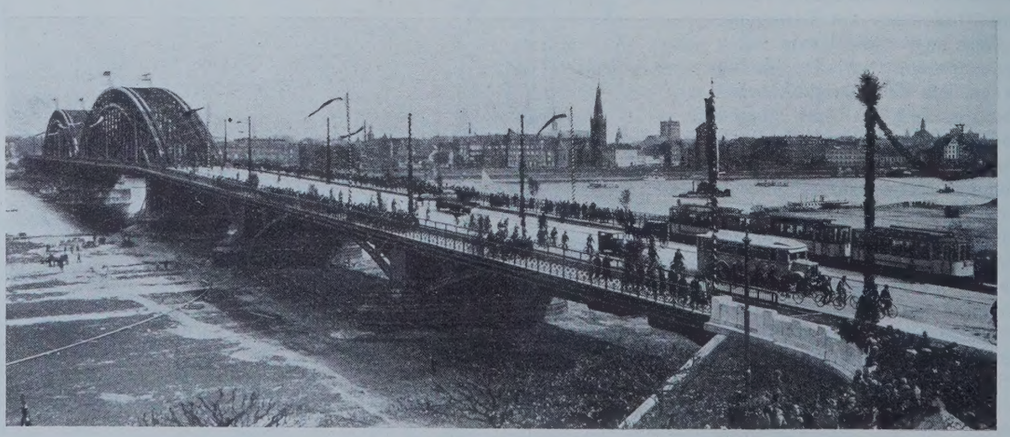


Abb. 4.

Den nächsten Bauabschnitt bildete der Umbau des Windverbandes. Er umfaßte den Abbruch der vorhandenen Gehwege einschließlich der Geländer, den Abbruch des alten Windverbandes, die Umänderung der Anschlußkonstruktion des neuen Windverbandes an den Querträgern und den Einbau des neuen Windverbandes. Soweit der Windverband im Bereich der Schiffahrtöffnung liegt, mußte eine besondere Hängerüstung hergestellt werden. Die Hauptkonstruktion der Strombrücke wurde in der Zeit vom 9. September bis 1. November zusammengebaut, bis 28. November 1925 vernietet. Die Montage geschah teilweise mit hölzernen Schwenkmasten, und zwar auf der festen Rüstung in der Nähe der Pfeiler, in der Hauptsache aber mit Hilfe eines besonderen Montagegerätes — eines Doppelauslegerkranes —, das auf den Obergurten der vorhandenen

Brücke lief. Die Aufstellung für diese Stromöffnung unterlag besonderen Schwierigkeiten, weil infolge des lebhaften Schiffsverkehrs keinerlei Bauteile innerhalb der Schiffahrtöffnung hochgezogen werden konnten. Es mußte das bereits erwähnte besondere Gerüst und Gerät vorgesehen werden, das ermöglichte, die Querträger innerhalb der Schiffahrtöffnung von den festen Rüstungen aus in der Längsrichtung der Brücke an ihren Platz in der Schiffahrtöffnung zu verfahren. Der Ausgleich kleiner Abweichungen in der Stützweite wurde im Scheitelgelenk des Bogens selbst vorgenommen.

Nach dem Freisetzen der beiden neuen Brückenbogen wurde sofort mit dem Abbruch der Gerüsteinbauten unter der Brücke begonnen, so daß Mitte Dezember 1925 in beiden Bogenöffnungen schon reichlich freie Weite für die Schiffahrt vorhanden war. Am 23. Dezember konnte der Schlepp- und Wahrschaudienst vollständig aufgehoben werden.

Die Arbeiten der Firma Ph. Holzmann A. G. eilten den Eisenarbeiten ständig in gutem Schritte voran. Sie bestanden in der Hauptsache im Abbruch der alten Portalaufbauten über den seitlichen Strompfeilern sowie des Schillschen Löwen auf dem Mittelpfeiler, im Ausbruch der Pfeiler bei den neuen Bogenlagern und Schaffung dieser, ferner in der Verbreiterung der Endwiderlager der Brücke.

Die vier Vorlandöffnungen wurden nebengehend in den Wintermonaten 1925/26 aufgestellt. Der Zusammenbau geschah auf festen Rüstungen und bietet keine Besonderheiten. Das gleiche ist vom Einbau der sich auf die auskragenden Querträger stützenden Gleisbrücken und Fußwegträger zu sagen, sowie von dem der übrigen Fahrbahnteile. Die letzten Eisenarbeiten wurden im Februar 1926 ausgeführt, worauf gleich das Auflegen des Oberbaues für die nun völlig unabhängige Schnellbahnspur, das Verlegen der Kabelkasten, der Tragplatten aus eisenbewehrtem Beton, der Fußsteige usw. einsetzte. Bereits am 4. März 1926 konnte der Verkehr einseitig auf den neuen Verkehrsbahnen aufgenommen werden. Die Probebelastung der Oberstromseite wurde am 24. März, die der Unterstromseite am 1. April 1926 vorgenommen. Die feierliche Eröffnung der fertigen Brücke geschah am 20. April 1926 in Gegenwart zahlreicher Vertreter der Behörden, der Stadt, der bauenden Werke und der Rheinischen Bahngesellschaft (Abb. 4). Es wurde dabei in verschiedenen Ansprachen der großen Befriedigung Ausdruck gegeben über das wohlgelungene Werk und über die große Leistung der bauenden Firmen in der überaus kurzen Bauzeit.

Die Arbeiten auf der Baustelle sind wiederholt durch Streiks der Arbeiter der verschiedenen Berufe unterbrochen worden, und die verlorene Zeit mußte durch große Geldopfer wieder eingeholt werden. Die zu gleicher Zeit im Bau begriffene große Ausstellung für Gesundheitspflege, soziale Fürsorge und Leibesübungen der Stadt Düsseldorf — die Gesolei — wirkte geradezu verheerend auf die Höhe der Arbeiterlöhne. Im Dezember 1925 behinderte noch Eisgang und Hochwasser den Fortschritt der Arbeiten, mehrere Wochen lang lag das Vorgelände der Brücke tief unter Wasser. Größte Umsicht erforderte das Auswechseln der Querkreuze über der Fahrbahn zwischen den Bogen der alten Brücke, das über dem lebhaftesten Straßenbahn-, Fuhrwerk- und Personenverkehr durchgeführt werden mußte. Trotz aller dieser Erschwernisse wurden die Bauarbeiten in der vorgesehenen Zeit zu Ende geführt, Unfälle schwerwiegender Art sind nicht vorgekommen.

Das Gewicht der neu in den Brückenzug eingebauten Eisenteile beträgt:

	St 44 t	St 37 t	Stahlguß u. Gußeisen der Lager usw. t	Insgesamt t
zwei Stromöffnungen .	1567	1904	127	3598
vier Vorlandöffnungen .	516	898	74	1488
zusammen	2083	2802	201	**5086**

außerdem sind zur Verstärkung der Querkreuze in der alten Brücke 66 t von St 37 eingebaut worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede.

Von Dr.-Ing. **L. Karner**, Dortmund.

Beim Hochofenprozeß entstehen staubförmige Rückfälle, die durch den Gebläsewind immer wieder aus dem Hochofen herausgeblasen werden und zum größten Teil aus Eisenerz und Koks bestehen. Diese, sowie sämtliche Kleinerze, gehen dadurch der Verhüttung verloren und müssen zunächst in größere Formen gebracht werden, um hüttenfähig zu werden. Einfache Agglomerieranlagen sind schon lange bekannt, jedoch werden in letzter Zeit solche verbesserten Vorrichtungen unter Verwendung des Dwight-Lloyd-Sinter-Apparates gebaut und von der Lurgi-Gesellschaft für Chemie und Hüttenwesen m. b. H. in Frankfurt a. M. ausgeführt.

Das von Dwight-Lloyd eingeführte Sinter-Verfahren beruht darauf, daß man die Feinerze u. U. zusammen mit anderen Hüttenerzeugnissen (wie z. B. Walzensinter) mit etwa 6 bis 8 % Feinkoks innig mischt, dieses Gemisch zur Entzündung bringt und dann einen Luftstrom hindurchsaugt. Der entzündete Koks wird durch die hindurchgesaugte Luft vollkommen verbrannt und entwickelt so viel Hitze, daß das Erz zu großen Stücken zusammensintert, die infolge des herausgebrannten Kokskleins eine porige schwammähnliche Struktur aufweisen.

Eine solche neuzeitliche Agglomerier-Anlage wurde von der Ilseder Hütte in Groß-Ilsede im Jahre 1924 für vier Dwight-Apparate gebaut und im Jahre 1925 auf sechs Apparate vergrößert. Die Anlage hat sich in jeder Beziehung vorzüglich bewährt und soll im folgenden, soweit die Eisenkonstruktion in Betracht kommt, etwas ausführlicher behandelt werden. In enger Fühlungnahme mit der Ilseder Hütte und der die Apparate liefernden Lurgi-Gesellschaft hat die Firma Aug. Klönne in Dortmund die Entwürfe für die gesamte Eisenkonstruktion ausgearbeitet und danach auch den Bau ausgeführt. Maßgebend für die konstruktive Durchbildung war, außer der Forderung nach einer wirtschaftlichen und praktischen Anordnung der Gesamtanlage, insbesondere auch die Absicht, ein in jeder Beziehung ruhig wirkendes Bauwerk zu schaffen. Bei Eisenhochbauten für ähnliche Verwendungszwecke erscheint die Baukonstruktion vielfach im höchsten Grade unruhig, und der Eindruck einer unübersichtlichen Gesamtanlage wird nur zu leicht hervorgerufen. Solche, leider recht häufigen Mängel treten besonders dort auf, wo Nichtfachleute bei kombinierten Bauanlagen die notwendigen Einrichtungen an Maschinen und Apparaten und dazu die tragende und die gesamte Anlage überdachende Eisenkonstruktion entwerfen. Dabei spielt nicht nur die Einheitlichkeit des Bauplanes, sondern auch die einheitliche Behandlung der einzelnen Unterkonstruktionen eine sehr wichtige Rolle, da bei auftretenden Fehlern der gesamte Eindruck einer Anlage in der ungünstigsten Art beeinflußt werden kann. Dies ist in solchen Fällen um so bedauerlicher, als wir gerade im Eisen einen Werkstoff haben, der in der Möglichkeit des Ausdruckes allen Anforderungen gewachsen erscheint. Wenn es auch die Absicht dieser Zeilen ist, die Eisenkonstruktion für die Agglomerieranlage von Groß-Ilsede zu beschreiben, so ist es doch zunächst notwendig, den Zweck des Bauwerkes in seinen Einzelheiten aufzuzeigen und daher den Weg, den das Material zurücklegt, an Hand der beigegebenen Übersichtszeichnungen und Lichtbilder zu verfolgen. Ich mache bereits hier darauf aufmerksam, daß aus den Lichtbildern die ruhige Wirkung der Eisenkonstruktion hervorgeht, bei der in allen Teilen, mit Ausnahme der schwierigen Brückenträgerkonstruktionen, fachwerk-

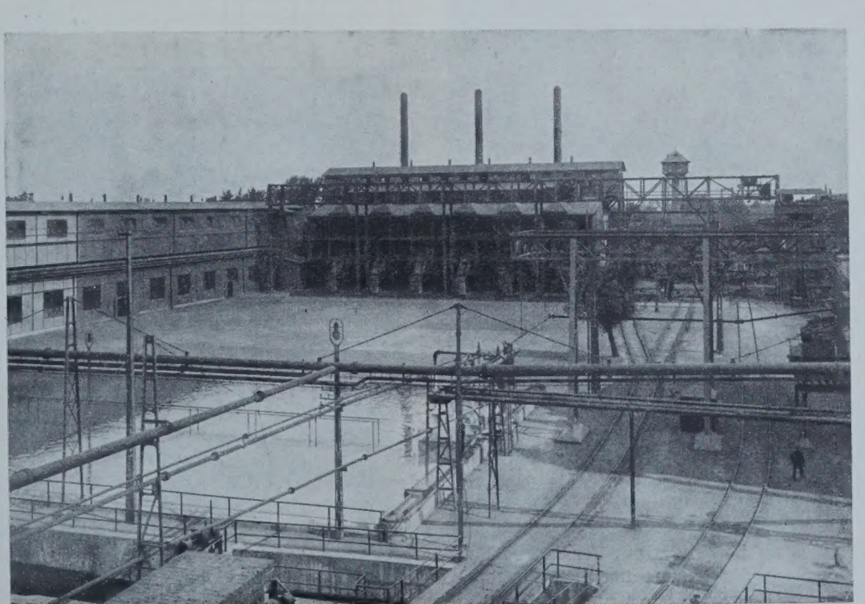


Abb. 1.

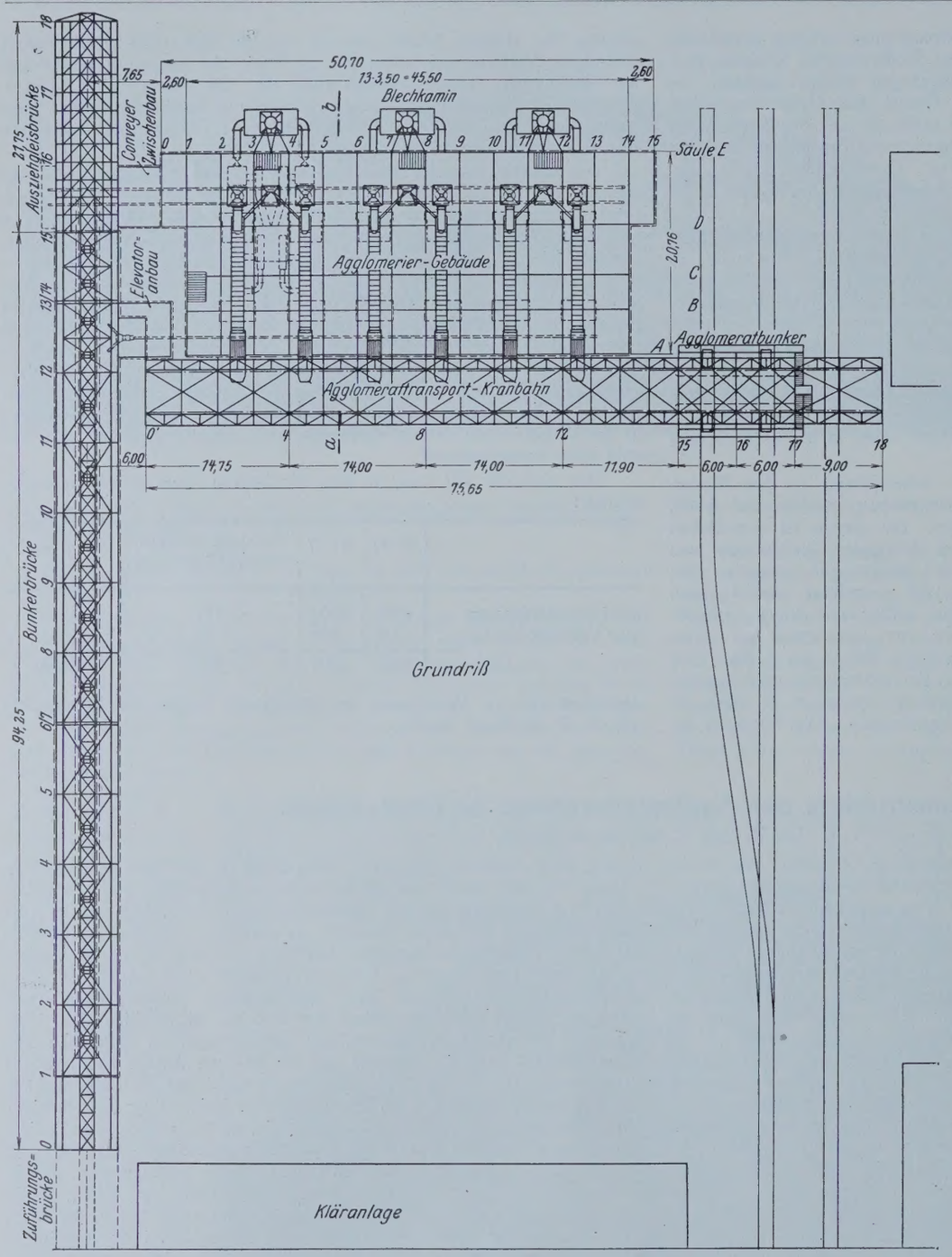


Abb. 2a.

artige Bauteile vermieden wurden und vollwandige Bauformen unter weitgehender Verwendung besonders von Peiner Trägern in Erscheinung treten. Hiermit soll natürlich nicht gegen die Verwendung von Fachwerkträgern als solche Stellung genommen werden, da diese Träger gerade dort, wo leichte und luftige Konstruktionen geschaffen werden müssen, ebenso entscheidende Vorzüge gegenüber vollwandigen Blechkonstruktionen haben können.

Das Lichtbild Abb. 1 zeigt die gesamte Übersicht der Agglomerieranlage, die in Abb. 2a, 2b u. 2c im Grundriß mit den wichtigsten Längsquerschnitten schematisch dargestellt ist. Der Bau zeigt eine deutliche Dreiteilung und besteht aus der Bunkerbrücke, dem eigentlichen Agglomeriergebäude und der Agglomerat-Förderkranbahn. Die Bunkerbrücke nimmt in ihrem oberen Teil die Endstrecke eines normalspurigen Gleises auf, das zur Heranschaffung der zur Herstellung des Agglomerats nötigen Materialien, wie Hochofenrückfälle, Kalk, Koks usw. dient. Die Förderung geschieht in 60-t-Selbstentladewagen, die ihren Inhalt in die unter der Brücke befindlichen Bunker entleeren.

Abb. 3 zeigt den oberen Teil der Bunkerbrücke mit der Aufsicht auf die Bunker. Das Material fällt dann in die Bunker und kommt durch Verteilungsteller auf zwei wagerechte Förderbänder (Abb. 4) und von da bis an das Ende der Bunkerbrücke zum Conveyor-Zwischenbau.

Das eigentliche Agglomeriergebäude ist in seiner Längsachse senkrecht zu der Bunkerbrücke angeordnet und hat, wie aus der Anordnungszeichnung (Abb. 2b) hervorgeht, eine viergeschossige Ausbildung. Wir haben vorhin das eigentliche Material bis zur Conveyor-Aufnahmestation verfolgt. In dieser wird das zu agglomerierende Gut durch Conveyorketten senkrecht zur bisherigen Förderrichtung, zunächst etwa 10 m wagerecht und dann lotrecht bis zur Bühne IV des Agglomeriergebäudes befördert. Auf dieser Bühne geschieht die Förderung des Materials wieder wagerecht bis zu den sogenannten Verteilungsbunkern. Der Weg des Materials auf den Conveyorketten ist im Längsschnitt *a—b* der Übersichtszeichnung (Abb. 2b) mit Hilfe einer punktierten Linie angezeigt.

Abb. 5 zeigt einen Blick auf die Materialförderung der Conveyorkette in Höhe der Bühne IV des Agglomeriergebäudes.

Von den Verteilungsbunkern, die auf der Bühne IV gelagert sind, wird das Gut wieder nach abwärts gebracht und kommt zunächst zu den Mischmaschinen der Bühne III (Abb. 6) und von da auf die Förderbänder der eigentlichen Agglomerierapparate, die in Höhe der Bühnen II und I, im übrigen aber baulich vollständig vom übrigen Agglomeriergebäude getrennt angeordnet sind.

Abb. 7 zeigt den oberen Teil des eigentlichen Dwight-Apparates. Man kann deutlich die darüber befindliche Bühne mit den Verteilungsbunkern und den Mischmaschinen sehen.

Abb. 8 stellt dagegen die Räume mit dem unteren Teil des Dwight-Apparates dar.

Ist nun in diesen Apparaten das Material fertig agglomeriert, so fällt es, über Abwurfroste geleitet, in darunter gestellte Kübel (Abb. 9).

Diese Kübel (Abb. 10) sind in Höhe der Hüttenflur und liegen bereits in der Achse des dritten Bauteiles der sogenannten Agglomerat-Kranbahn. Eine Laufkatze, die auf dieser Kranbahn sich bewegt, befördert die Kübel bis zu den am Ende der Kranbahn befindlichen Agglomeratbunkern. Da es beim Agglomerieren immer wieder feinkörnige Rückstände gibt, so ist neben den Abwurfrosten, die das Material nach den vorhin erwähnten Kübeln abgeben, eine längslaufende Förderrinne angeordnet, die diese Rückfälle nach einem lotrecht stehenden Becherwerk bringen, durch den das feinkörnige Material neuerdings in den Arbeitsgang eingeleitet und somit nochmals zu den Agglomerier-Apparaten gebracht wird. Schließlich wird das agglomerierte Gut von den Agglomeratbunkern aus in darunter befindliche Eisenbahnwagen verladen und zum Hochofen verbracht (Abb. 1 und 2).

Wir gehen nunmehr zur Betrachtung der konstruktiven Anordnung der Eisenkonstruktion über und verfolgen diese in der Reihenfolge des fortschreitenden Arbeitsganges. Die Bunkerbrücke trägt in ihrem oberen Teil das Gleis, auf dem in 60-t-Selbstentladewagen das zu agglomerierende Material herangeschafft wird. Unter der Gleisanlage sind zur Aufspeicherung des Materials zehn große Bunker von 100 m³ Inhalt und vier kleine Bunker von 50 m³ Inhalt. Die ganze Brücke (s. Abb. 1) besteht aus drei Teilen: der Vorbrücke, Feld 0—1, der eigentlichen Bunkerbrücke, Feld 4—15, und der Ausziehgleisbrücke, Feld 15—18.

Die wichtigsten Einzelheiten der Querschnittanordnung gehen aus Abb. 11 hervor. In Abständen von 7,25 m der Brückenlängsachse sind kräftige Portale angeordnet, die sich auf Stahlgußlager von 4,7 m Entfernung (quer zur Brückenlängsachse gemessen) stützen und als Zweigelenkrahmen wirken. Der obere, fachwerkartig ausgebildete Teil des

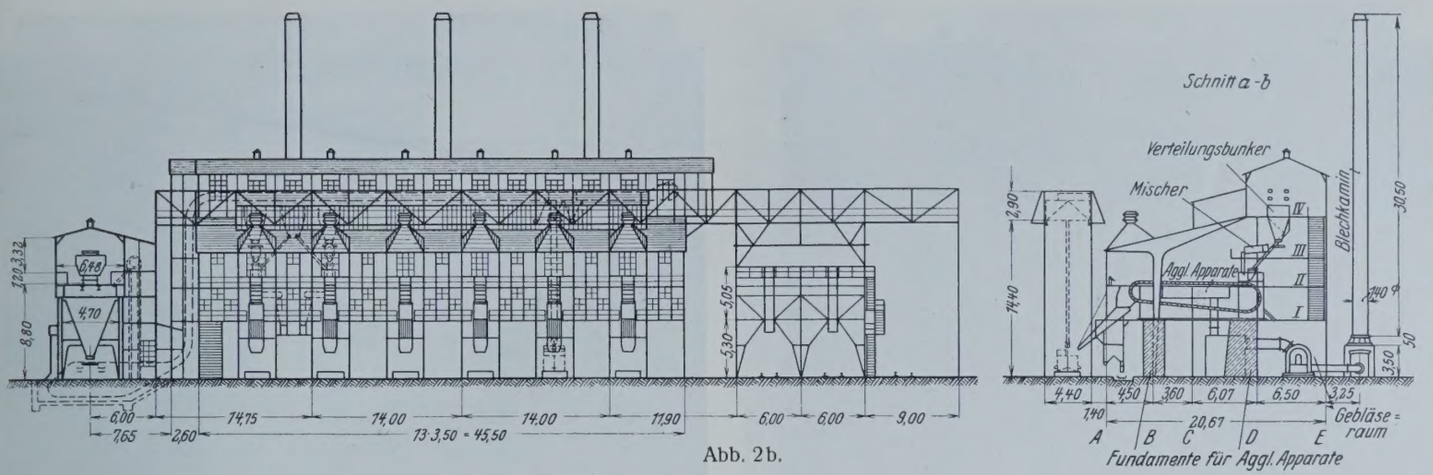


Abb. 2b.

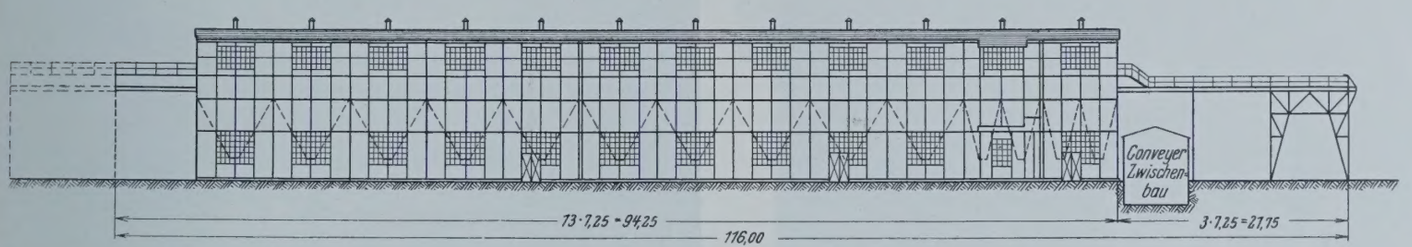


Abb. 2c.

Portales trägt genau über den unteren Lagern Kugelgelenklager aus Stahlguß für die Querträger der Bunkerbrücken. Diese tragen die Längsträger mit den unmittelbar daraufliegenden Schienen für das Gleis; ferner tragen sie in 5 m Querentfernung seitliche Bunker-Längsträger und schließlich die Tragkonstruktion für den oberen Aufbau. Eine besondere Konstruktion ist noch für die Längsverstrebung der Portale vorgesehen. Für die durch Temperaturschwankungen auftretenden Längsdehnungen sorgen Dehnungseinrichtungen. Einmal legt sich die Vorbrücke mit längsbeweglichen Lagern auf die anschließende Brückenkonstruktion, und weiter sind bei 6/7 und 13/14 (s. Abb. 1) je zwei Portale auf 830 mm zusammengerückt und längspendelnd ausgebildet. (An diesen Stellen sind daher die Portalentfernungen nur 6,835 m.) Die Schienenoberkante liegt 8,8 m über Hüttenflur. Zu beiden Seiten des Gleises sind in 1,2 m über S. O. 1,2 m breite, zwischen eisernen Längsträgern betonierte Bedienungslaufstege. Die Bunker schließen mit Hilfe von geschmiegten Winkeln an die Untergurte der Bunkerquer- und Bunkerlängsträger an und bestehen aus 15 mm starken Blechen, die durch Träger entsprechend ausgesteift sind. Damit das Füllmaterial möglichst leicht gleitet, sind die Bunkerinnenwände glatt gehalten und Niete mit Linsenversenkköpfen vorgesehen. In den vier Trichterecken sind zur Verringerung der Stauwirkung noch besondere runde Kehlbleche, ebenfalls 15 mm stark, angeordnet, die an der Mündung den sonst rechteckigen Trichtergrundriß in eine kreisförmige Auslauföffnung überführen.

Damit es nicht in die Bunker hineinregnet, erhält der mit Bunkern versehene Brückenteil einen Überdachungsaufbau mit seitlichen Eisenfachwerkwänden. Die Eindeckung wurde mit Bimszementstegdielen ausgeführt. Ebenso wurde für die zu beiden Seiten der Bunkerausläufe liegenden Förderbänder ein Wetterschutz durch Anbringung von außerhalb der beiden Unterstützungsportalstiele liegenden Eisenfachwerkwänden vorgesehen. Durch Fenster mit Lüftungsflügeln in den Seitenwänden und Lüftungskaminen in der Dachhaut ist für Belichtung und Lüftung Sorge getragen.

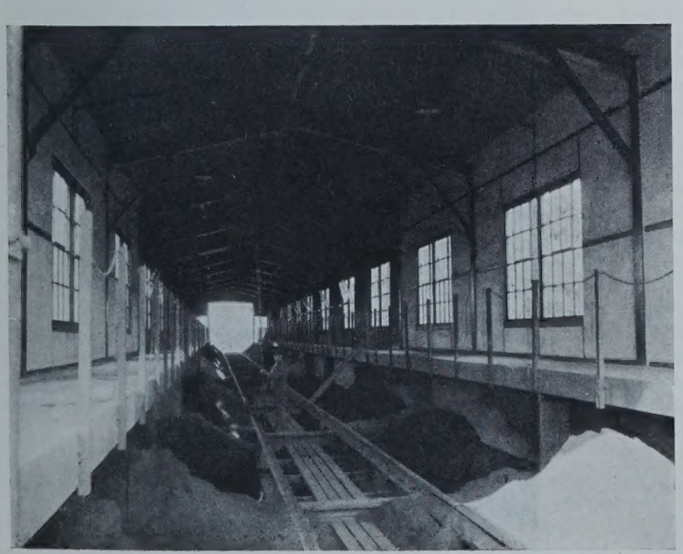


Abb. 3.

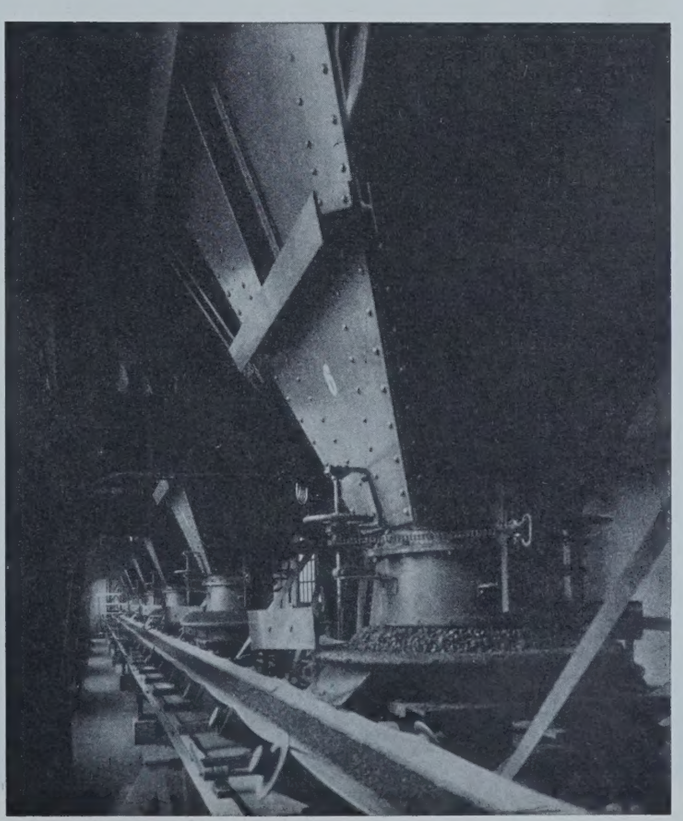


Abb. 4.

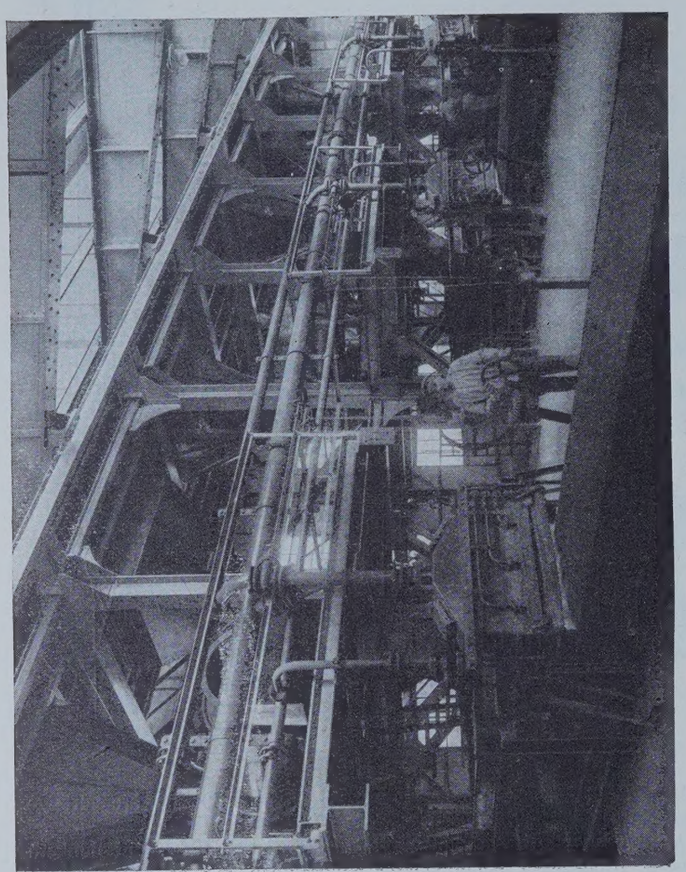


Abb. 7.

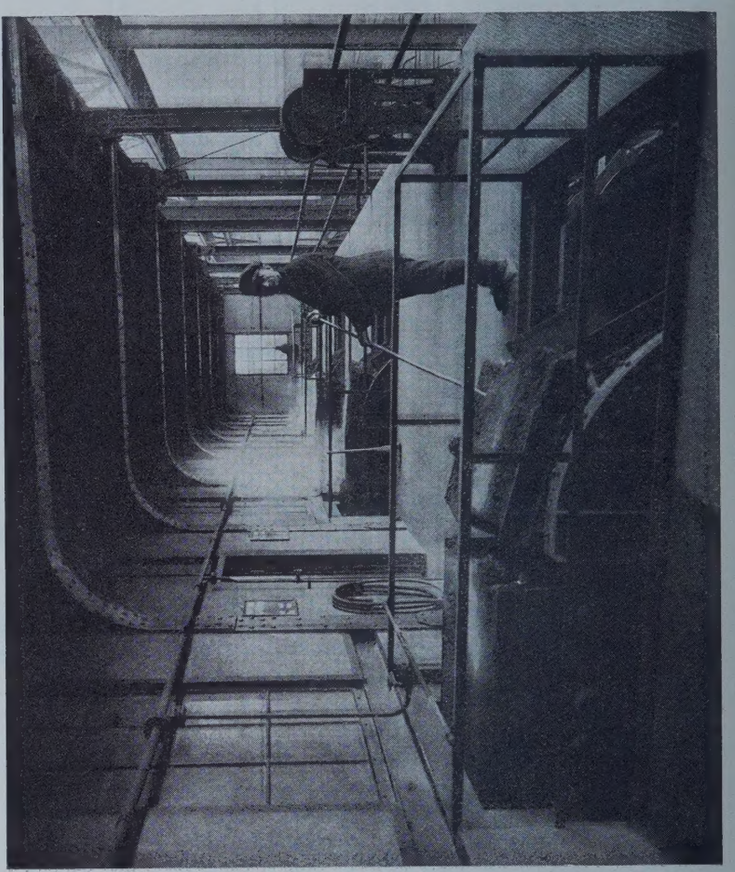


Abb. 9.

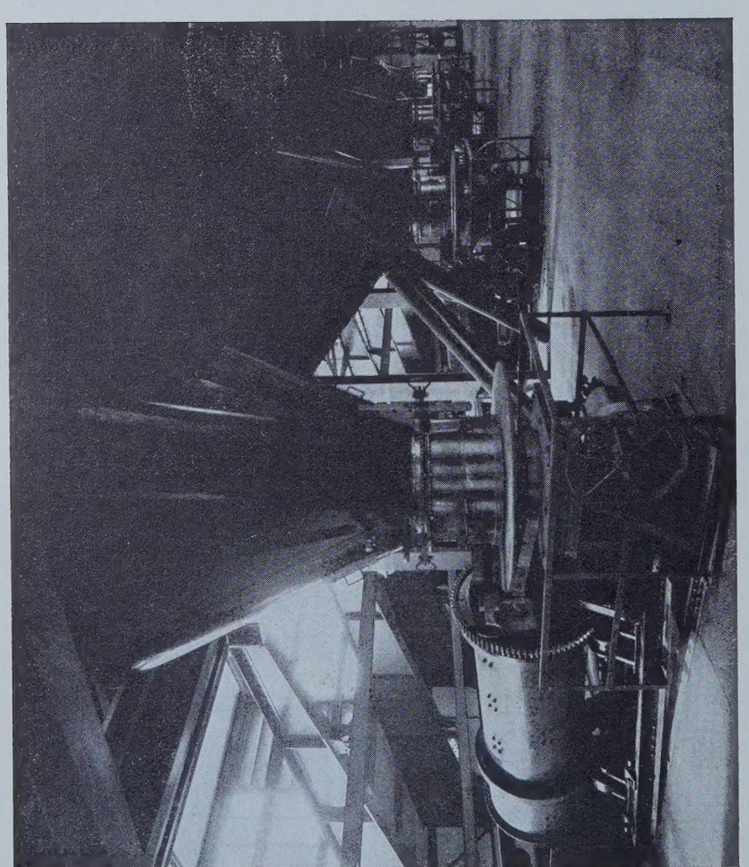


Abb. 6.

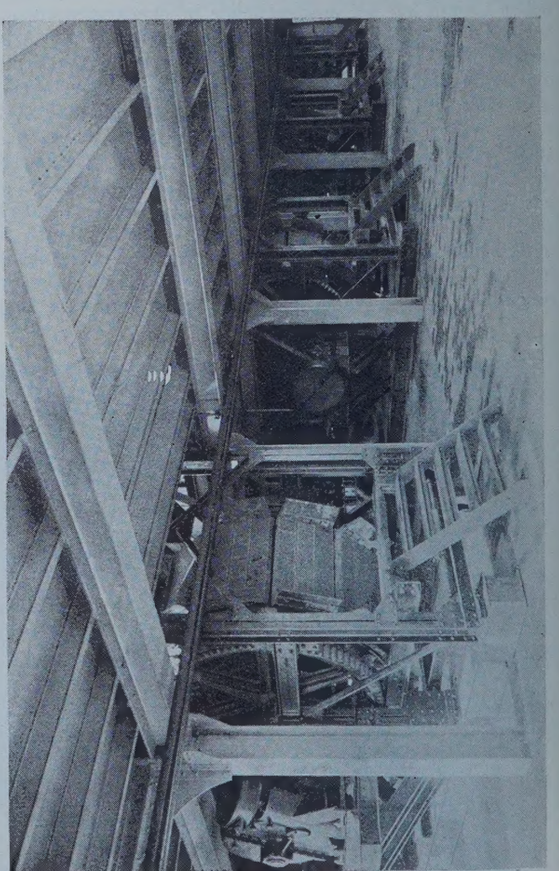


Abb. 8.

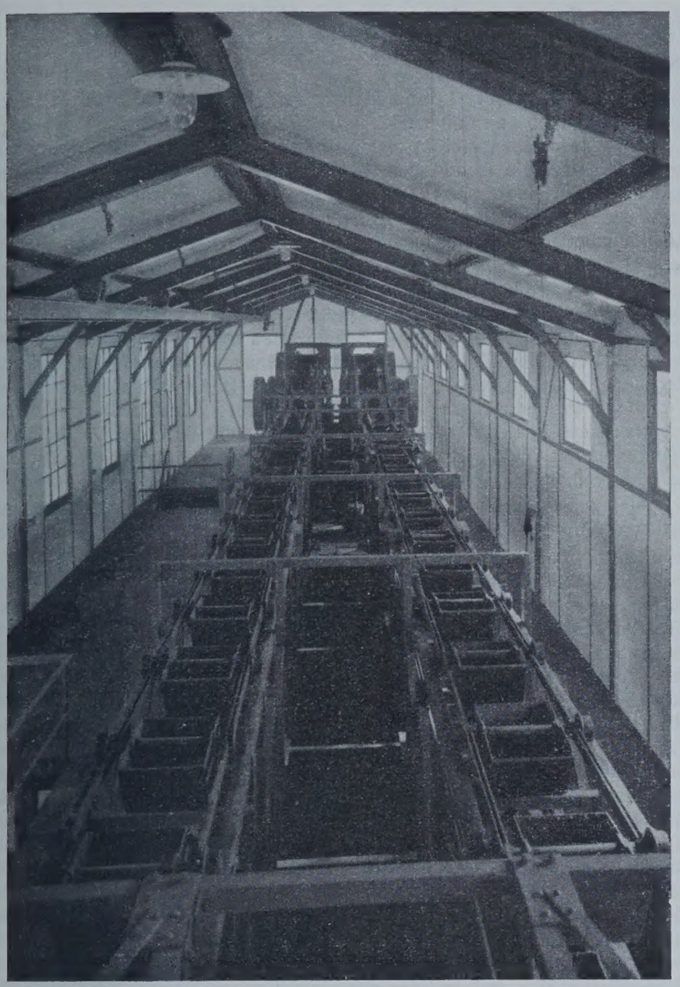


Abb. 5.

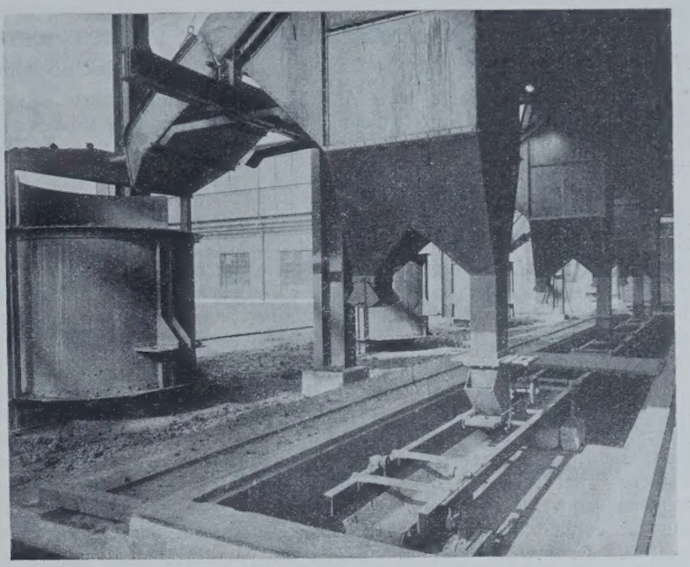


Abb. 10.

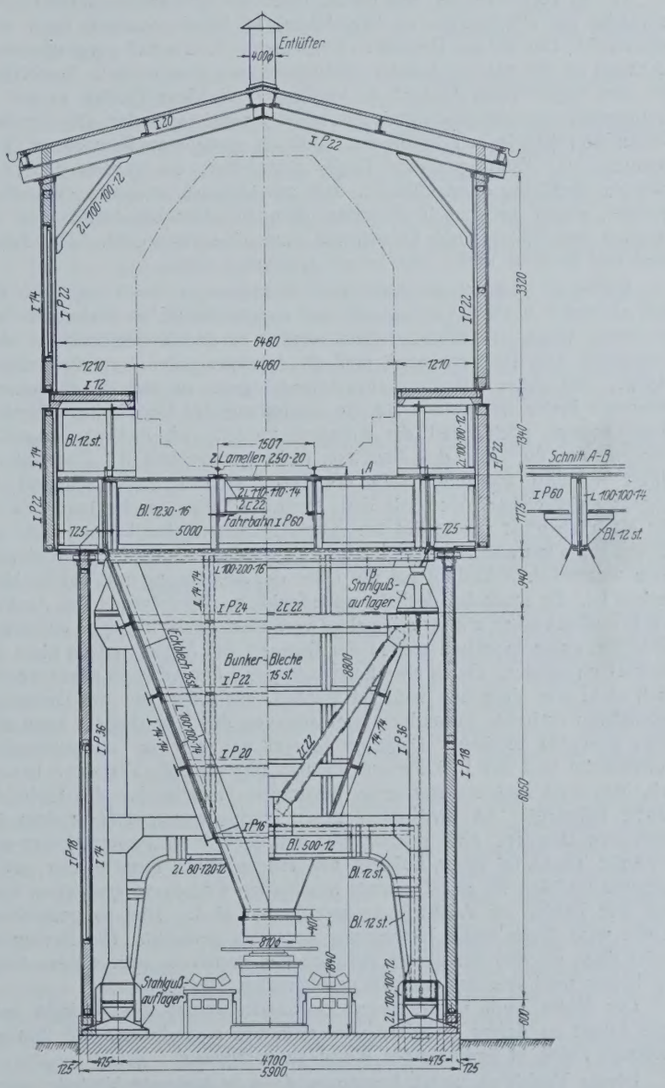


Abb. 11.

Um das seitlich aus den Selbstentladewagen herausfallende Mischgut nicht über die in Höhe S. O. liegende Bunkeroberkante fallenzulassen, sind unmittelbar über den Bunkerlängsträgern bis zu den Laufstegen sogenannte Schleißbleche angeordnet, die mit Rücksicht auf den durch das ständige Anfallen des Materials hervorgerufenen starken Verschleiß leicht auswechselbar ausgebildet sind.

Der dritte Teil der Bunkerbrücke, die Ausziehgleisbrücke von Feld 15—18, hat im Endfelde eine sehr kräftige Prellbockkonstruktion. Diese besteht außer der bekannten mit Federn versehenen Pufferkonstruktion aus einer an den Schienen befestigten besonderen Bremsvorrichtung. Entgegen der Ausbildung der Brücke von 0—15 ist die Fahrbahn der Ausziehgleisbrücke auf ihrer ganzen Breite mit einer starken, zwischen Eisenträgern verlegten Betondecke versehen. Ferner sind die Querträger fest mit den Stielen der Unterstützungsportale verbunden und die Füße dieser durch kräftige Zugeisen in den Fundamenten verankert; durch diese Anordnung sind die Endportale der Brücke imstande, erhebliche Brems- und Stoßkräfte aufzunehmen.

Ein Blick auf die Querschnittanordnung der Bunkerbrücke nach Abb. 11 zeigt ebensogut wie die entsprechenden Lichtbilder, daß die weitgehende Verwendung von Peiner I-Trägern für die Gesamtdurchbildung der Konstruktion sehr vorteilhaft ist. Die Längsträger für die Gleise und die Längsträger für den Überdachungsaufbau mit den zugehörigen Pfosten und Bindern sind aus Peiner I-Trägern. In den Portalen sind für die Pfosten und für den unteren Riegel ebenfalls solche Träger eingebaut und ermöglichen eine übersichtliche leicht zugängliche Querschnittausbildung. Die nach Profilen abgestuften Aussteifungen der Bunker sowie die Pfosten und Riegel der Seitenwände bilden ebenfalls Anwendungsbeispiele für die Peiner I-Träger. (Schluß folgt.)

Die Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Hülsenkamp**, Berlin.

Die vielen Mißerfolge beim Anstrich von Eisenbauwerken deuten darauf hin, daß das Eisen noch nicht in der zweckentsprechendsten Weise behandelt wird und daß auch das verwendete Schutzmittel noch verbesserungsbedürftig ist.

Seitdem Prof. Eibner erneut darauf hingewiesen hat, daß die gewöhnliche Leinöl-Rostschutzfarbe Wasser aufsaugt und daher auch durchläßt, glauben die meisten Beteiligten, daß lediglich das Rostschutzmittel Schuld an den Mißerfolgen ist, und versuchen hier den Hebel zu Verbesserungen anzusetzen. Es scheint aber ebenso nötig, der Vorbehandlung des Eisens und dem Anstrichverfahren selbst mehr Beachtung zu schenken, und es ist bedauerlich, daß hier nur ganz geringe Bestrebungen zu Verbesserungen zu erkennen sind.

In erster Linie wäre zu klären, welches Entrostungsverfahren das zweckmäßigste ist. Von den drei bekannten Arten der chemischen, der Hand- und der Sandstrahl-Entrostung sind eigentlich nur mit letzterer Versuche zur Erzielung der für den Anstrich günstigsten Wirkung gemacht worden. Hier verdienen die Arbeiten der I. G.-Farbenindustrie hervorgehoben zu werden, die die zweckmäßigste Größe des Gebläsedrucks und die Sandkörnung erforscht haben. Danach soll der Gebläsedruck 2 at, die Düsenweite 10 mm betragen und ein Quarzsand verwendet werden, der auf dem 120-Maschen-Sieb 20%, auf dem 340-Maschen-Sieb 40% und auf dem 600-Maschen-Sieb 40% Rückstände hinterläßt.

Ob es vorteilhaft ist, das blanke Eisen vor dem Auftragen der Farbenanstriche mit Ölschichten zu überziehen, ist wissenschaftlich noch nicht untersucht. Der bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorgeschriebene Ölhauch ist nur eine praktische Maßnahme, um eine erneute Rostbildung bis zum eigentlichen Anstrich zu verhüten. Welchen Einfluß er auf die Haltbarkeit des Gesamtanstrichs hat, ist noch nicht ergründet. Die Deutsche Reichsbahn hat jedoch in diesem Jahre an geeigneten Bauwerken Großversuche zur Klärung dieser Frage eingeleitet; es wurden dabei die gleichen Anstriche ohne Ölhauch und mit Ölhauch einander gegenübergestellt, wobei auch noch zwischen dem üblichen Leinölfirnis und Gemischen von Holzöl und Leinölfirnis unterschieden wurde. Der Erfolg wird erst in einer Reihe von Jahren erkennbar sein.

Weiterhin verdient die Anstricharbeit besondere Beachtung. Hier läßt sich sicherlich noch viel verbessern, und es wäre Sache des Malergewerbes, hier neue Wege zu bahnen. Leider werden zu den Anstricharbeiten viele ungelernte Arbeiter verwendet, weil die Arbeiten sich nur auf die wenigen Monate mit guter Witterung zusammendrängen, so daß der Stamm der gelernten Maler nur gerade für die Gestellung der Vorarbeiter ausreicht. Dazu kommt noch, daß die Arbeiten vielfach im Akkord ausgeführt werden, was die Güte des Anstrichs nicht gerade fördert. Der Akkordanreiz verführt zweifellos sehr oft dazu, vielfach sogar während des Regens zu streichen oder mit den Anstricharbeiten zu beginnen, bevor der Nachttau ganz verdunstet ist. Die Anstricharbeiten können nicht auf gleiche Stufe mit anderen Arbeiten gestellt werden, bei denen die Witterung ohne wesentlichen Einfluß auf die Güte der Ausführung und auf die Haltbarkeit ist. Es erscheint deshalb unbedenklich, Akkordarbeit bei Anstrich von Eisenbauwerken ein für allemal zu verbieten, Rückwirkungen auf andere Gewerbezweige brauchen wegen der Eigenart der Anstricharbeit nicht befürchtet zu werden. Durch eine Beaufsichtigung der Arbeiten allein werden auch nicht alle Vergehen verhütet werden, auch die von der Deutschen Reichsbahn erstrebte besondere Interessierung des Vorarbeiters kann mitunter erfolglos bleiben. Dagegen scheint das bei der Österreichischen Bundesbahn und der I. G.-Farbenindustrie angewendete Verfahren beachtlich, das dem Malermeister eine bestimmte Gewähr für die Güte der Arbeit auferlegt. Es wird dabei derart vorgegangen, daß an dem betreffenden Bauwerk eine gemeinsam mit dem Anstrichunternehmer ausgewählte Teilfläche unter Aufsicht mit ausgesuchten Pinseln von gutem Personal mit den für das Bauwerk beschafften Farben so gestrichen wird, daß alle Fehler im Anstrich ausgeschlossen sind. Die so gestrichene Fläche wird durch weiße Umrandung kenntlich gemacht. Die Bedingung lautet dann so, daß der übrige Anstrich des Bauwerks sich ebenso lange gut halten muß wie der der gekennzeichneten Fläche.

Der Maler muß unter diesen Umständen nicht nur bestrebt sein, gute Arbeit zu liefern, sondern wird sich nun auch hüten, die ihm anvertraute Farbe in irgend einer Weise zu verändern.

Dieses Verfahren bietet besonders dann bedeutende Vorteile, wenn mit den Anstricharbeiten gleichzeitig auch die Entrostung vergeben wird. Bekanntlich entstehen zwischen dem Unternehmer und dem Auftraggeber sehr oft Meinungsverschiedenheiten über die Gründlichkeit der Entrostung. Der Grad der Entrostung läßt sich bei der Ausschreibung mit Worten schlecht festlegen. Es kann unter diesen Umständen von dem Unternehmer leicht eine weit höhere Leistung verlangt werden, als er seinem Angebot zugrunde gelegt hat. Wendet man nun das oben beschriebene Verfahren auch auf die Entrostung an, so ist auch hier ein Streitfall beseitigt und die Gewähr eindeutig und klar festgelegt, was nach Möglichkeit doch überall angestrebt werden muß.

Die Gewährfristvereinbarungen lassen sich natürlich nur ausnutzen, wenn entweder ein Pfand hinterlegt oder der Unternehmer für die Übernahme des Schadenersatzes sonst sicher ist. In jedem Falle tut man gut, wie es die Deutsche Reichsbahn neuerdings vorschreibt, auch die Anstricharbeiten nur in engem Wettbewerb unter bewährten Firmen auszuschreiben.

Für das Auftragen der Farben ist besonders bei der Fahrzeuglackierung neuerdings vielfach das Spritzverfahren verwendet worden. Die hierfür erforderlichen Spritzpistolen sind bereits schon so vervollkommnet worden, daß der Form der Spritzflächen durch Düsenverstellung in jeder Weise Rechnung getragen werden kann. Ob unter diesen Umständen dieses Verfahren wenigstens für einen Teil der Farben wirtschaftliche Vorteile bringt, ist systematisch meines Wissens nach nicht untersucht. Vielleicht übernimmt das Malergewerbe einmal diese Aufgabe, wenn es nicht bereits ausreichende Erfahrungen besitzt.

Weit eifriger als auf dem Gebiete der Anstrichausführung hat man sich der Verbesserung der Anstrichfarben selbst gewidmet. Die dabei eingeschlagenen Wege sind recht verschieden.

Die einen versuchen es durch Einführung neuer Farbkörper. Die bisher verwendeten weißen Farbkörper Bleiweiß und Zinkoxyd gehen nicht nur mit dem Bindemittel Verbindungen ein, sondern verändern sich auch unter dem Einfluß der Atmosphärilien. Besondere Rauchgase führen dabei entweder zu einer Verfärbung oder auch zur Bildung wasserlöslicher Verbindungen. Zur Abhilfe dieser mehr oder weniger unangenehmen Mängel werden von einzelnen Werken jetzt Titanfarben auf den Markt gebracht, deren Hauptbestandteil das indifferente Titanweiß ist. Es ist wohl richtig, daß Titanweiß von Rauchgasen nicht angegriffen wird, dafür fehlt ihm aber die Eigenschaft, mit dem Leinöl die für den Eisenschutz günstig wirkenden Metallseifen zu bilden, denen man bekanntlich, besonders bei den Bleifarben, eine hohe Eisenschutzwirkung zuschreibt. Titanweiß übt somit wahrscheinlich keinen sogenannten aktiven Eisenschutz aus und wird deshalb in die Reihe der neutralen Farbkörper aufzunehmen sein. Das eine kann man aber gewiß schon heute sagen, daß es für den Grundanstrich nicht in Frage kommt, sondern nur mit den Deckfarben in Wettbewerb treten kann. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft prüft zurzeit in Vergleichsversuchen, ob Titanweiß für die Herstellung von Deckfarben eine Verbesserung bedeutet.

Einen neuen Farbkörper stellt ferner das unter „Subox“ bekanntgewordene Bleisuboxyd Pb_2O dar. Die Erzeuger geben an, daß dieses Pb_2O durch partielle Reduktion und Oxydation in metallisches Blei Pb und Bleioxyd PbO übergeht, und glauben, durch ersteres eine Verbleiung erzielen zu können, während das Bleioxyd mit dem Bindemittel Bleiseifen bildet. Selbst wenn man annimmt, daß die obige Reaktion eintritt, könnten die Bleiteilchen wohl keine zusammenhängende Schicht bilden, sondern wären zwischen dem Bindemittel und den Bleiseifen eingebettet. Es bleibt demnach nur die Bleiseifenbildung als eisenschützendes Moment übrig, die Subox dann mit sämtlichen basischen Bleifarben gemein hat. Ob seine Bleiseifen besser wirken als die der Mennige und des Bleiweiß, und ob es dann auch wirtschaftlich ist, bleibt abzuwarten.

Neuerdings wird auch eisenhaltiges Aluminiumoxyd, sogar metallisches Aluminiumpulver als Farbkörper empfohlen. Diese Farbkörper werden hinsichtlich ihrer Bewährung wohl mit den Eisenoxyd- und Eisenglimmerfarben verglichen werden können und bedeuten somit keine neue Errungenschaft.

Dagegen scheint der von anderer Seite eingeschlagene Weg, durch Erhöhung der Feinheit der Körperteilchen Vorteile zu erzielen, zu einem gewissen Erfolg zu führen. Hier ist vor allem die disperse Bleimennige zu nennen. Die Bleimennige wird durch ein besonderes Verfahren feiner aufgeschlossen, die gleiche Menge erhält gegenüber der Handelsmennige größere Oberfläche und damit größere Angriffsfläche für die Reaktion mit dem Bindemittel, die Körperteilchen schichten sich dichter, so daß kleinere Hohlräume entstehen. Die Gesamtmenge der Hohlräume wird aber größer und dadurch einerseits die Ausgiebigkeit, anderseits die Ölaufnahmefähigkeit erhöht. Die kleinen Teilchen werden von dem Öl besser getragen, die Absetzneigung nimmt dadurch ab. Man darf diese neuen Eigenschaften als Vorteile betrachten, denn die disperse Mennige nähert sich somit in der Ausgiebigkeit beträchtlich der anderen als Eisenschutzfarben gebräuchlichen Farbkörpern, sie kommt diesen aber auch in der Ölaufnahmefähigkeit nahe. Es bleibt nur noch die Frage offen, welche Wirkung dieser größere Ölverbrauch auf die Wasserdichtigkeit des Anstrichs hat, da ja bekanntlich der Leinölfirnis sich als wasserdurchlässig erweist. Vielleicht war es gerade ein besonderer Vorteil der üblichen Handelsmennige, nur um so geringe Aufnahmefähigkeit zu besitzen und dadurch die Eisenschutzwirkung günstig zu beeinflussen. Die auch auf

diesem Gebiete eingeleiteten Versuche der Reichsbahn werden hoffentlich diese Zweifel klären.

Erfolgreicher schienen die Bestrebungen zur Verbesserung der Eisenschutzfarben bei der Weiterbildung der Bindemittel zu sein. Alle diese Arbeiten zielen darauf hin, den schon von den amerikanischen Forschern erkannten, von Prof. Eibner besonders betonten Mangel des Leinöls, Wasser aufzunehmen und durchzulassen, zu beheben. Man hat zwar im Standöl und Holzöl ein geeignetes Mittel zur Linderung dieses Mangels, aber die Forscher sannen auf billigere und erfolgreichere Mittel. Die einen erstreben die Wirkung durch Zugabe von Füllstoffen. In erster Linie ist hier der Imprexfirnis zu nennen, der die Wasserdurchlässigkeit des Leinölfilms durch Zusatz von Aluminiumquellkörpern abzustellen sucht. Der Faktorfirnis erstrebt das gleiche durch Beimengung von Faktis (Schwefelverbindungen). Andere wieder versuchen, Kautschuk in Bindemittel zu lösen, um so die Wasserdichte des Gummis zu erreichen. Bei den beiden letzteren Verfahren hat sich bereits gezeigt, daß anfänglich ein Erfolg vorhanden ist, daß aber die Witterungsbeständigkeit des Bindemittels durch diese Zutaten doch sehr bald leidet. Beim Imprexfirnis sind die gleichen Vorteile vorhanden, während eine Beeinträchtigung der Lebensdauer des Bindemittels bis jetzt noch nicht zu erkennen ist. Es wäre möglich, daß die Farben dieser drei Verfahren als Zwischenanstrich zwischen Grund- und Deckanstrich gute Dienste leisten können, wo sie gegen die unmittelbaren Witterungseinflüsse durch den äußersten Deckanstrich geschützt sind. Es wird bei der Deutschen Reichsbahn auch geprüft, ob besonders die Imprexfarben als Grundanstrich mit der Bleimennige in Wettbewerb treten können. Gute Erfolge sind bis jetzt bei den Farben zu verzeichnen, die durch Zusatz eines Kunstharzerzeugnisses die Wasseraufnahmefähigkeit des Leinöls begrenzen sollen. Es handelt sich hier um ein Erzeugnis, das dem Kopal sogar überlegen sein soll und weder durch wässerige noch durch alkoholische Kalilauge verseifbar ist.

Die Beobachtungszeit dieser so zu behandelnden Farben ist jedoch noch zu kurz, um ein abschließendes Urteil fällen zu können.

Gangbarer als diese Verfahren scheint für die Verfolgung der Bindemittel-Verbesserung der Weg der gänzlichen Ausschaltung des Leinöls und der Einführung anderer Bindemittel zu sein. In erster Linie ist hier die Verwendung von Nitrozellulose-Lösungen zu nennen. Die ersten Versuche auf diesem Gebiete wurden von der Firma Jäger in Stuttgart gemacht. Die Anstriche litten aber unter Sprödigkeit und geringer Haftfähigkeit infolge innerer Spannungen. Neuerdings ist es anderen Firmen gelungen, diese Mängel durch Kombination mit fetten Holzöllacken zu beseitigen und so ein auch für Eisenbahnanstriche brauchbares, völlig wasserundurchlässiges und hinreichend elastisches Bindemittel zu schaffen. Aber auch hier ist die Beobachtungszeit noch zu kurz, um schon eine Entscheidung über die Brauchbarkeit fällen zu können. Es fragt sich auch bei den Nitrozellulose-Lösungen, ob sie den Witterungseinflüssen auf längere Zeit widerstehen können. Wahrscheinlich sind sie als Zwischenanstriche zwischen Grund- und Deckfarbe, wo sie geschützt liegen, ein gutes Mittel, um das Vordringen von Feuchtigkeit und Gasen zum Grundanstrich zu verhindern. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat in dieser Hinsicht umfangreiche Versuche an mehreren Brücken eingeleitet.

Der bei den bisher aufgeführten Verfahren erwähnte Nachteil, daß die Bindemittel den Einflüssen der Atmosphärilien nicht für längere Zeit gewachsen sein können, weil sie über kurz oder lang brüchig und rissig werden, führte zu dem Gedanken, Wachsfarben zu verwenden, die ebenfalls völlig wasserundurchlässig, aber dem Oxydationsprozeß nicht unterworfen sind.

Auf dieser Grundlage ist bereits ein Eisenschutzmittel auf den Markt gebracht worden, das im Gegensatze zu den Ölfarben warm aufgetragen werden muß, um eine innige Verbindung mit dem Eisen oder einem Ölfarbenanstrich einzugehen. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft prüft diese Wachsfarben zurzeit auf ihre Eignung für besonders rauchgas- oder feuchtigkeitsgefährdete Stellen.

Erwähnt sei ferner als weiterer Beitrag zur Vervollkommnung der Eisenschutzfarben das Bestreben nach Verbesserung der Verarbeitung. In der innigen Vermischung des Farbkörpers und des Bindemittels liegt ein Vorteil für die Güte der Eisenschutzfarben, der sich bei der Verarbeitung der Farbe in besserer Verstreichbarkeit, Deckkraft, Ausgiebigkeit und Schwimmfähigkeit bemerkbar macht. Dieser Vorzug ist durch chemische und physikalische Untersuchungen kaum zu erkennen und daher in der Hauptsache davon abhängig, ob der Lieferant mit neuzeitlichen Maschinen eingerichtet ist und sich der Mühe unterzieht, den Farben diese Behandlung angedeihen zu lassen. Die Maschinenindustrie hat nun neuerdings Mühlen unter dem Namen Kolloidmühlen auf den Markt gebracht, die gegenüber den üblichen Walzenmühlen zu einer weit innigeren Vermengung und einer feineren Verteilung des Farbkörpers in Bindemittel führen. — Nur ihre Leistungsfähigkeit läßt noch zu wünschen übrig.

Hand in Hand mit den Verbesserungen der Eisenschutzfarben hat man auch an einer Vervollkommnung der Prüfungsverfahren gearbeitet. Besonders die Frage der Schnellprüfungsverfahren ist dadurch besonders brennend geworden, daß man doch bei der Weiterbildung der Eisenschutzfarben gerade möglichst bald wissen will, ob man auf dem richtigen Wege ist und ob man es mit einem Fortschritt zu tun hat. Unabhängig voneinander sind bisher sechs verschiedene Kurz-Prüfungsverfahren ausgearbeitet worden, und zwar bei dem staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem, bei der Chemisch-Technischen Reichsanstalt, bei der I. G.-Farbenindustrie, bei der Firma Gustav Ruth A.-G., Wandsbek, bei den Zoellner-Werken und bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Alle Verfahren zielen darauf ab, die natürlichen Beanspruchungen, denen die Anstriche ausgesetzt werden sollen, unter Steigerung der Intensität hinsichtlich der Energie und hinsichtlich der Zeitfolge der einzelnen Arten künstlich nachzuahmen. Es wird noch mancher Anstrengung bedürfen, bis aus allen diesen Arbeiten ein solches Verfahren entwickelt ist, das auch bei Streitfällen vor Gericht als unfehlbar anerkannt werden kann.

Zu den Bestrebungen zur Verbesserung des Eisenschutzes sind auch die vielfachen Versuche der Deutschen Reichsbahn zu rechnen, die der Klärung verschiedener ungelöster oder der Bestätigung harrender Fragen dienen sollen. Zu diesem Zwecke sind außer den bereits oben erwähnten Versuchen an mehreren geeigneten Brücken Vergleichsanstriche ausgeführt worden, die eine Klärung folgender grundsätzlicher Fragen näher rücken sollen:

1. Sind Eisenoxydfarben der Bleimennige beim Grundanstrich ebenbürtig und welche Eisenoxydfarben?
2. Sind Bleifarben als Deckfarben den bleifreien Farben, insbesondere Zinkfarben, vorzuziehen?
3. Ist ein zweimaliger oder dreimaliger Anstrich wirtschaftlicher?
4. Welchen Einfluß hat die Art der Zwischenschicht zwischen Grund- und äußerstem Deckenanstrich auf die Haltbarkeit des Gesamtanstrichs?
5. Welchen Einfluß hat die Höhe des Metallgehaltes besonders bei Blei- und Zinkfarben auf die Güte des Anstrichs?
6. Welches Verhältnis zwischen Blei- und Zinkfarben ist das günstigste?
7. Ist Bleisulfat für diese Mischungen geeigneter als Bleiweiß?
8. Sind Eisenglimmerfarben den basischen Metallfarben gleichwertig, und welches Mischungsverhältnis zwischen Eisenglimmer und Zink- oder Blei- oder Zink- und Bleifarben ist das günstigste?
9. Welchen Einfluß hat die Kornfreiheit von Eisenglimmer und Graphit auf die Haltbarkeit des Anstrichs?
10. Welches Mischungsverhältnis von Holzöl oder Holz- und Standöl zu Leinöl ist für Rauchgase das zweckmäßigste?
11. Welche Rolle spielt bei Frage 10 die Wahl des Farbkörpers?

Die Ergebnisse dieser Versuche werden Unterlagen für eine vorläufige Normung der Eisenschutzfarben liefern, die sowohl im Interesse der Verbraucher wie der fortschrittlichen Erzeuger liegt.

Wenn man auf die Bestrebungen zurückblickt, die für die Verbesserung des Eisenschutzes in letzter Zeit unternommen wurden, so kann man ihnen die Anerkennung nicht versagen, daß gewiß mancher Fortschritt erzielt und eine große Reihe von neuen Erkenntnissen angebahnt worden ist. Aber ein voller Erfolg muß ausbleiben, solange die vielen noch zu lösenden Fragen nicht systematisch angefaßt werden und solange nicht der Hebel unten angesetzt wird.

Die wirtschaftliche Notwendigkeit, bald zu einem sicheren Eisenschutz zu kommen, fordert dringend die beschleunigte und gründliche Inangriffnahme der Forschungsarbeiten. Ich habe bereits in früheren Ausführungen[1]) dargetan, welchen erheblichen finanziellen Einfluß die Erhöhung der Lebensdauer der Anstriche um ein Jahr allein haben kann. Unter diesen Umständen müßten alle beteiligten Kreise freudig bereit sein, Mittel für die Durchführung der Forschungen zur Verfügung zu stellen; sie machen sich unter allen Umständen bezahlt.

In dankenswerter Weise ist es anzuerkennen, daß der Deutsche Verband für Materialprüfungen der Technik sich der Frage dieser systematischen Forschungen angenommen und eine Aussprache aller interessierten Kreise dazu herbeigeführt hat, wie dieser Gedanke der Forschungsarbeit in die Tat umgesetzt werden kann. Es ist klar, daß die Bildung eines Forschungsinstituts das Erstrebenswerteste ist. Es ist aber nicht von der Hand zu weisen, daß die Einrichtung und der Betrieb erhebliche Mittel erfordern würde. Es liegt daher nahe, daß man die bestehenden Forschungs- und Versuchsanstalten für die Durchführung eines von einem Fachausschuß aufzustellenden Programmes durch Zuteilung von Einzelaufgaben ausnutzt, wobei dann nur Beiträge zu den Betriebskosten aufzubringen wären. Der die einzelnen Aufgaben feststellende und verteilende Ausschuß müßte aus Vertretern der erzeugenden und verbrauchenden Industrie, der Behörden, der betreffenden wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Verbände, der Materialprüfungsämter und sonstiger Forschungsinstitute zusammengesetzt sein.

Auf der vom Verbande für Materialprüfungen der Technik am 21. Juli einberufenen Versammlung ist daher auch beschlossen worden, beim Verein deutscher Ingenieure zum Zweck der umfassenden Behandlung des

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 187.

Gebietes der Anstrichtechnik und der Anstrichforschung die Gründung eines derartig zusammengesetzten Fachausschusses zu beantragen, der zunächst einen Arbeitsplan aufzustellen hätte. Damit ist der erste große Schritt getan, und ich sehe in dieser Lösung den großen Vorteil, daß dadurch vor allem ein enges Zusammenarbeiten zwischen Verbraucher, Erzeuger und Wissenschaftlern gewährleistet ist. Das ist meines Erachtens die Grundlage dafür, daß aus der Zusammenfassung aller Probleme möglichst bald praktischer Nutzen und somit wirtschaftliche Erfolge erzielt werden können. Es bleibt dann nur noch zu hoffen, daß sich auch die für die notwendige finanzielle Unterstützung maßgebenden Stellen möglichst schnell und ganz der Wirtschaftlichkeit dieses Unternehmens bewußt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Theorie und Praxis der Eisenschutzfarben durch Anstrich.

Von Prof. Dr. **A. Eibner,** Vorstand der Versuchsanstalt für Mal- und Anstrichtechnik der Technischen Hochschule München.

Auf der Eisenbahntechnischen Tagung in Berlin 1925 sprach ich „Über Forschungsergebnisse auf dem Gebiete der Sonderanstriche für Reichsbahnzwecke".[1]) Diese Ergebnisse mußten damals als zur Erreichung des gewünschten anstrichtechnischen und wirtschaftlichen Effektes völligen Eisenschutzes durch Anstrich noch als unzulänglich bezeichnet werden. Es wurden die Lücken gezeigt, die die Forschung auf diesem Gebiete noch auszufüllen hat. Die folgenden Ausführungen sollen feststellen, was nach dieser Richtung hin innerhalb des verflossenen Jahres an zweckdienlichem Neuem erstellt ist und was noch fehlt. Sie geben Aufschluß darüber, welche Summe von Arbeit auf diesem Gebiete besonders in Deutschland während des letzten Jahres geleistet wurde, sollen aber auch verhüten, zu glauben, daß es nicht weiterer Anspannung bedürfe, um ganze Arbeit zu machen. Insbesondere ist darauf zu verweisen, daß hier bisher weniger die forschende Arbeit gefehlt hat, als ihre Organisation durch Zusammenfassung und Verwertung der Ergebnisse von einer Stelle aus. Hierzu zählt u. a. Werkverbindung der wissenschaftlichen Bearbeiter mit den Herstellern und Verwendern zur Verhütung des Steckenbleibens in der Theorie.

Zur Einführung dient ein kurzer Auszug aus dem erwähnten in der Technischen Hochschule Berlin gehaltenen Vortrage. Die damalige Ausgangslage war gegeben durch die Feststellung des E. Z. A., daß keine der geprüften Anstrichölfarben den zu stellenden Anforderungen ganz genügt hatte. Als Ursache dieses unbefriedigenden Prüfungsergebnisses wurde neben den im Eisenbahnbetrieb gegebenen besonders starken Einwirkungen auf die Anstriche die unzulängliche Eignung der gewöhnlichen Leinölfarbe bezeichnet, dem Eisen den verlangten Schutz zu gewähren, wobei sowohl das Bindemittel Leinöl, als einzelne noch in Verwendung befindliche Farbstoffe als ursächlich wirkend erkannt wurden. Nach erster Richtung hin wurde besonders auf die durch amerikanische Forschungen bekannt, gewordene Eigenschaft junger Ölfilme verwiesen, durch Wasser quellbar zu sein, wodurch schon der antrocknende Ölfarbenanstrich zum Wasserüberträger an das Eisen wird, wenn auch in geringerem Grade, als der Ölfilm ohne Farbstoff. Hieraus ergibt sich, daß die alte landläufige Ansicht, in der Ölfarbe schütze das Öl den Farbstoff, für den Fall der Eisenschutzfarben nicht zutrifft. Hier besteht ungefähr das umgekehrte Schutzverhältnis. In der Ölfarbe schützt der Farbstoff den Ölanteil vor zu starker Wasseraufnahme. Demgemäß blieb die in Amerika ausgearbeitete elektrochemische Theorie der Wirkung der Eisenschutzfarben zu einseitig, da sie fast nur die elektrostatischen Beziehungen zwischen den Farbstoffen und dem Eisen behandelte und die Rostförderung durch das hygroskopische Ölbindemittel vernachlässigte, die eintritt, gleichügltig, ob außerdem eine Potentialdifferenz zwischen dem in der Ölfarbe befindlichen Farbstoff und dem Eisen entsteht oder nicht. Es wurde ferner darauf verwiesen, wie wenig praktisch anstrichtechnisch diese Rosttheorie gefaßt ist, da sie nicht mit der bei Ölfarbenanstrichen als Außenarbeiten häufigen Sprung- und Rißbildung[2]) rechnete, die den Wassertransport zum Eisen am einfachsten vermittelt. Da aber die Sprungbildung durch das Bindemittel der Ölfarbe verursacht ist, so verwies ich in meinem Vortrage auf die entscheidende Bedeutung des Studiums der fetten Öle und ihrer Trockenvorgänge, sowie jener der Ölfarben. Ausführlich ist dieser Gegenstand in dem Buche „Über fette Öle, Leinölersatzmittel und Ölfarben" 1. Teil behandelt.

Es ist zurzeit allgemein bekannt, daß das Forschungsgebiet der fetten Öle lange Zeit vernachlässigt wurde und noch jetzt nicht ausgebaut ist, weil hier jene Werkverbindung mit der Industrie und den Verwenderkreisen lange fehlte, die es verhinderte, auf diesem Forschungsgebiete frühzeitig die richtige Problemstellung zu finden. So ist es selbstverständlich, daß eine rein pharmazeutische Behandlung fetter Öle die Erkenntnis ihrer Eigenschaften als Farbenbindemittel nicht zu fördern vermag. Da hierin erst in den letzten Jahren Wandel eintrat, und wegen der ungewöhnlichen Schwierigkeit der wissenschaftlichen Durchforschung jener komplizierten Gemenge kolloider Stoffe, die ein Leinölfilm darstellt, sind auf dem Gebiete der Eisenschutzanstriche für Eisenbahnzwecke durchschlagende Erfolge erst dann zu erzielen, wenn restlos erkannt ist, was Lein- und Holzölfilme nach chemisch-kolloider Zusammensetzung sind. Zu diesem Zwecke sind Bearbeiter anzusetzen, die auf dem Gebiete der organischen Chemie und Kolloidchemie gleich gut ausgebildet sind und außerdem die Befähigung zu mal- und anstrichtechnischem Denken durch entsprechende Lehrgänge erworben haben.

Die erste zu lösende Aufgabe wäre hier, festzustellen, ob bezw. auf welchem Wege das Trocknen fetter Öle derart gestaltet werden könnte, daß dadurch Wasser und Säuren nicht zum Eisen gelangen können. Sie wäre längst im positiven oder negativen Sinne gelöst, wenn die Forschung über fette Öle schon jenen Stand der Durchbildung aufwiese, den die Industrie und Anwendung der Ölfarbe braucht, um technisch einwandfrei und dadurch wirtschaftlich zu arbeiten.

Die Gründe, aus denen die heutige Öl- und Ölfarbenforschung international unvollständig ist, können an dieser Stelle nicht eingehend erläutert werden. In meinem Vortrage erwähnte ich, daß damals deshalb noch keine ausgebaute Theorie der Trockenvorgänge fetter Öle bestand, weil die Erforschung hier in chemischen Begriffen steckengeblieben war und sie die hier erforderliche kolloidchemische Beurteilung zu spät aufnahm. Man ist daher noch nicht dahin gelangt, angeben zu können, woraus ein Leinölfilm nach chemisch-kolloiden Gesichtspunkten besteht. Bei dieser Sachlage war die Feststellung des E. Z. A. im Jahre 1925, daß noch keine Eisenschutzfarbe mit ausreichender Schutzwirkung vorhanden ist, die Bestätigung der erwähnten unsicheren Stellung der Wissenschaft zur Eisenschutzfrage. Nachdem in diesem Jahre die Forschung den anstrichtechnischen Erfolg noch nicht gewährleistete, gewannen damals die praktischen Prüfungsverfahren für Eisenschutzfarben besondere Bedeutung in der Ausbildung als Schnellprüfungsverfahren. Sie standen daher im Jahre 1925 neben den Anstrichsparmaßnahmen im Vordergrunde des Interesses. Über die Kurzprüfungen äußerte man damals, daß sie den Dauer- oder Naturversuch nicht zu ersetzen vermögen, weil bei ersterer jene Bedingungen nicht restlos schaffbar sind, worunter Eisenschutzanstriche im Wetter bezw. im Eisenbahnbetriebe stehen. Diese Verfahren gewinnen jedoch dann Bedeutung, wenn ein Material von bekanntem Nutzeffekt mit neu angebotenen unter Umgehung des zeitraubenden Naturversuches zu vergleichen ist.[3]) Hinsichtlich der Sparmaßnahmen bei Anstrich auf Holz wurde auf die damals neuen Verfahren zur Einführung von Kolloiden in das Bindemittel verwiesen, die porenfüllend wirken, das Imprexverfahren der Firma Gust. Ruth in Wandsbek und das Faktorverfahren der Firma Herm. Frenkel in Mölkau. Inwieweit diese auch Eisenschutzwirkung äußern, steht noch aus.

Nach kurzer Übersicht über die damals handelsgängigen, als Eisenschutzfarben angebotenen Ölfarben und die beanspruchten Gesichtspunkte ihrer Wirkungen, verwies ich darauf, daß diese noch nicht durchgreifenden Erfolg versprechen, weil dabei der Wirkung der Farbstoffe das fast alleinige Augenmerk geschenkt und auf jene des Bindemittels an sich, bezw. in Mitwirkung mit den dazu befähigten Farbstoffen zu wenig Gewicht gelegt wurde. Es ist noch jetzt zu wiederholen, daß weiteres Studium der fetten Öle und besonders ihrer Trockenvorgänge das erste und dringlichste Erfordernis ist, um die deutsche Wirtschaft auch auf diesem wichtigen Gebiete zu heben. Insbesondere wurde die Schaffung sicherer analytischer, sowie technischer Prüfungsverfahren der handelsgängigen fetten Öle empfohlen. Diese Forderungen wurden inzwischen auch von der wissenschaftlichen Zentralstelle für Öl- und Fettforschung erhoben. Entsprechende Maßnahmen sind getroffen. Die beschleunigte Ausbildung der technischen Prüfungsverfahren zur Wertbestimmung der fetten Öle und deren Filme soll die durch die Schnellverfahren erzielten Ergebnisse ergänzen.

Überblickt man das, was seit Jahresfrist in Deutschland und im Auslande geleistet wurde, so ist es der Tatsachenmenge nach als anerkennenswert zu bezeichnen. Praktisch durchgreifenden Erfolg dieser Arbeiten hatte jedoch niemand erwartet, der die hier obwaltenden großen Schwierigkeiten und äußeren Hemmungen kennt. Sie liegen teils im Mangel dazu allseitig befähigter Bearbeiter, teils in der noch fehlenden Organisation und Zusammenfassung dieser Arbeiten zu dem zu erzielenden Erfolge.

Was seit dem Jahre 1925 auf dem Gebiete der Erforschung der quantitativen Zusammensetzung, Konstitution der Trockenvorgänge der fetten Öle und damit ihrer Gruppenteilung nach Verwendungseigenschaften geleistet wurde, übersteigt das in den Vorjahren Erstellte bei weitem. Es darf hier auf die Herausarbeitung der anstrichtechnischen Unterschiede

[1]) Eisenbahnbauwesen: Die Eisenbahntechnische Tagung und ihre Veranstaltungen. Berlin 1925, V. D. I.-Verlag, S. 356 bis 362.

[2]) A. Eibner, Über fette Öle, Leinölersatzmittel und Ölfarben, 2. Teil. München 1924. Verlag von B. Heller.

[3]) Vergl. Grundsätzliches über Kurz- oder Schnellprüfung von Anstrichen von Prof. A. Schob, Abt.-Vorstand am Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem; Farbenzeitung 31, 2608; 1926.

zwischen Lein- und Holzöl einerseits und Mohnöl anderseits verwiesen werden; ferner darauf, daß man sich jetzt einerseits damit beschäftigt, festzustellen, nach welchen Richtungen das Holzöl anstrichtechnisch vollwertiger ist als die Leinöle; anderseits damit, bei dem höheren Gestehungspreise des Holzöles durch eifriges Studium des Leinöles dessen Verwendungseigenschaften noch zu steigern. Hierbei ist der Gedanke der Erzielung eines öleigenen Füllstoffes durchgedrungen, der imstande wäre, den Leinölfilm dichter und damit weniger hydrophil zu gestalten, d. h. das Eisen besser vor Feuchtigkeit zu schützen. Auf diesem Wege sind Erfolge erzielt, deren Größe zu bestimmen ist. Der neueste Versuch nach dieser Richtung ist gekennzeichnet durch das Verfahren von L. Auer, Budapest, zur Herstellung eines veredelten Leinöles unter der Bezeichnung „Ausugel".[4]) Man darf gespannt sein, seine Wirkungen zu erproben. Ältere Versuche nach der Richtung der Verdichtung des Leinölbindemittels durch Einführung ölfremder Kolloide sind die Albertolöllacke und die Kombination von Leinöl mit Kautschuklösungen.

Gleichzeitig mit diesen Bestrebungen, das verfilmte Leinöl durch Zusätze weniger hydrophil und daher eisenschützender zu machen, ging die Fortsetzung der rein wissenschaftlich-technischen Forschungen zur Kenntnis der Ölfilmbestandteile, das rationellste Verfahren, die fetten trocknenden Öle für Verwendung als Bindemittel für Eisenschutzfarben, wenn irgend möglich, entscheidend zu verbessern. Es darf nicht erwartet werden, daß diese Arbeiten schon abgeschlossen seien. Sie stellen deshalb an die Bearbeiter höchste Anforderungen, nicht nur, weil für dieses Gebiet noch keine Lehraufträge bestehen und daher eingearbeitete Mitarbeiter nicht zur Verfügung stehen, sondern auch deshalb, weil sie Vorhandensein einer Kombination von rein analytischem und strukturchemischem Wissen und Können mit kolloidchemischem, physikalisch-optischem und maltechnischem voraussetzen, die bei einem einzelnen Bearbeiter zurzeit kaum vorhanden ist. Namen wie Erdmann, Harries, Holde, K. H. Bauer, Marcusson, H. Wolff kennzeichnen Glanzleistungen auf diesem Gebiete. Für den Außenstehenden genügt es, zu erwähnen, daß auch diese Forscher noch nicht dazu gelangt sind, der Ölfarbenanwendung das Wesen eines Leinölfilmes restlos zu erläutern. Diese Tatsache mag genügen, um maßgebende Kreise zu Abhilfemaßnahmen anzuregen. Es sei auf die letzten drei Abhandlungen „Über Oxyne" in der „Chemischen Umschau" verwiesen. In diesen werden die jüngsten Arbeiten der Versuchsanstalt in München zur Aufklärung der Natur der Ölfilme zusammengefaßt.

Ein wesentlicher Fortschritt gegenüber dem Vorjahre besteht darin, daß man sich jetzt über die Bedeutung der Kolloidlehre zur Erklärung der Trockenvorgänge fetter Öle, des Wesens und Wirkens der Öl- und Eisenschutzfarben auf der Grundlage fetter Öle keinem Zweifel mehr hingibt. Die chemisch-kolloide Auffassung des Trocknens fetter Öle hat über die alte, rein chemische den Sieg errungen. Damit ist erst die Möglichkeit gegeben, das Rätsel des Öltrocknens in absehbarer Zeit zu lösen. Junge Ölfilme werden jetzt als scheintrockene Gebilde betrachtet, als veränderliche Gemenge von Gelen und Solen, mit je nach Ölart und Alter des Filmes wachsender Menge an Gelen, die bei den anstrichtechnisch brauchbaren Ölen einen Reifevorgang durchmachen, der zu einem anstrichtechnisch zulänglich geeigenschafteten Film führt. Man ist gegenwärtig damit beschäftigt, zu ermitteln, ob die Bestqualifikation dem Leinölfilm oder dem Holzölfilm zukommt. Einzuschalten ist, daß auch die Erkenntnis, daß Namen wie Lein- und Holzöl nicht Eigennamen darstellen, sondern Sammelnamen für Gruppen von Individuen verschiedener Verwendungsfähigkeit, mehr und mehr durchdringt. Für die Leinöle hat sie der russische Pflanzenphysiologe Prof. S. Iwanow am Mendeljeff-Institut in Moskau vorbereitet. Man wird also auf die Suche nach dem bestqualifizierten Lein- und Holzöl gehen.

Dieser Wetteifer in der Fortführung der Forschung über fette Öle im letzten Jahre ist teilweise durch Auftritt von Ersatzstoffen verursacht. Bekannt ist der Einfluß der amerikanischen Autozelluloselacke auf die deutsche Lackindustrie, ferner die in München entstandenen Arbeiten zur Wiedereinführung der antiken Enkaustik oder Wachsfarbenanwendung, die für Wandmalerei, Wand-, Holz-, Eisen- und Steinanstrich durch Dr. H. Schmid, für das Tafelbild durch Prof. Herm. Urban durchgeführt wurden. Die neuesten Zellulosearten sind weniger hydrophil als Kollodiumfilme, dem Wachse fehlt die Hydrophilie ganz. Daher sind von diesem Gesichtspunkte aus Wachsfarben die gegebenen Eisenschutzfarben, außerdem deshalb, weil das Wachs keinen natürlichen Oxydationsvorgang durchmacht und der Selbstverseifung durch den Einfluß der Atmosphärilien nicht unterliegt, wie die Untersuchung von altägyptischen enkaustischen Steinfarben ergab, die aus dem 3. Jahrtausend v. Chr. stammen. Das darin enthaltene Wachs hatte seinen normalen Schmelzpunkt 63° beibehalten. Der Ölfarbe erwächst also auch in der Wachsfarbe ein Wettbewerber. Daher die gesteigerte Arbeit, alle Umstände kennen zu lernen, die imstande sind, die heutige Öl- und Eisenschutzfarbe zu verbessern. Behelflich war hier das Durchdringen der Erkenntnis, daß der Begriff „Gel" bei fetten Ölen nicht identisch ist mit dem Begriff „Film", daß daher gelatiniertes Holzöl oder ebensolches Leinöl (Uviolöl) noch keinen Ölfilm darstellt und ein Mohnölfilm deshalb keinen normalen Film, weil er mehr Gallerte ist als Film und daher spontan wiedererweicht. Demgemäß hat im letzten Jahre der Gedanke, die besten fetten Öle, Lein- und Holzöl, für Verwendung zur Herstellung von Eisenschutzfarben durch Erhöhung ihrer Dichte und Verminderung der Hydrophilie der Filme geeigneter zu machen, Fortschritte gemacht. Kennzeichen dieser Fortschritte sind Wiederaufnahme der Anwendung geeigneter Leinölstandöle, Einführung von Holzölstandölen (Tokyole), sodann Kombination von Zellulose mit fettem Öl (Gust. Ruth).

Zusammenfassend darf als Erfolg der Forschungen des Jahres 1926 auf dem Gebiete der Eisenschutzfarben gebucht werden, daß entgegen den Vorjahren das Gebiet der Bindemittel für sie weitgehend geklärt wurde. Damit ist jener Fehler beseitigt, der durch die eingangs erwähnte, einseitig auf die Verhältnisse bei den Farbstoffen zugeschnittene elektrochemische Eisenschutztheorie begangen wurde.

Das letzte Jahr hat aber auch auf dem Gebiete der an die Farbstoffe für Eisenschutzanstrich zu stellenden Anforderungen bemerkenswerte Erfolge gezeitigt. Sie haben die Bedeutung des erwähnten alten Satzes, in Ölfarben sei das Öl der Schutz der Farbstoffe, für eine Sondergruppe letzterer in das Gegenteil verkehrt und damit erst den hier lange nötigen Fortschritt ermöglicht, sowie die technische Bedeutung der Bleifarben für Eisenschutz, insonderheit der Bleioxydfarben gegenüber den Nichtbleifarben in das richtige Licht gerückt. Man ist jetzt von der alten naiven Auffassung, Anstrichölfarbe sei nur ein Gemenge von Leinöl mit einem beliebigen Farbpulver, so weit entfernt, daß man letztere nicht nur nach ihrer chemischen Zusammensetzung und daraus folgender chemischer Reaktion mit dem Öle, bezw. nach Indifferenz gegen dieses streng unterscheidet und daher u. a. Bleiweiß-, Zinkweiß-, Lithopon- und Titanweißölfarbe in bezug auf Eisenschutz verschieden bewertet, sondern jetzt bei Bleioxydfarben sogar auf den Grad ihrer Verteilung größtes Gewicht legt. Die altbekannte Tatsache, daß Mennigegrundierfarbe die lästige Eigenschaft des Absetzens des Farbstoffes und demzufolge die Erscheinung zeigt, die Streichfähigkeit zu verlieren, hat im Verlauf des letzten Jahres Maßnahmen zur Beseitigung dieses Übelstandes veranlaßt, die, in England mit dem „nonsetting minimum" beginnend, in Deutschland zur Herausbringung der hochdispersen Bleiglätte (Tegoglätte) und Mennige Marke „Tego" durch die Firma Th. Goldschmidt A.-G. in Essen führte. Der ungewöhnlich helle Farbton dieser neuen Mennige gegenüber der bisherigen wird bald zur Qualitätsbezeichnung bester morphologischer Eigenschaften werden; denn je heller der Farbton, desto feiner das Korn. Die hohe Dispersität dieser Pigmente bewirkt nicht nur, daß diese Firma jetzt imstande ist, eine Mennigeölfarbe herzustellen, die nicht nur praktisch unbegrenzt streichfähig bleibt, sondern auch infolge der feinen Verteilung des Farbstoffes und entsprechenden höheren Ölgehaltes eine Ausgiebigkeit zu erzielen, die dreimal so groß ist wie jene der bisherigen deutschen Ölmennige und etwa zweieinhalbmal so groß wie jene der besten englischen Mennige. Als Deckfarbe bringt die betreffende Firma das sogenannte „Fertegol" auf den Markt, das die besonders reaktionsfähige Tegoglätte als Füllstoff enthält. Infolge starker Erhöhung des Dispersitätsgrades der Pigmente findet bei den erwähnten Goldschmidtschen Eisenschutzfarben auch Verdichtung des Bindemittels Leinöl durch erhöhte Bleiseifenbildung statt, die die technischen Wirkungen der Verringerung der Hydrophilie des Filmes mit Vergrößerung seiner Elastizität verbindet. Diese neuen anstrichtechnischen Wirkungen der Eisenschutzfarben der Th. Goldschmidt A.-G. wurden in der Versuchsanstalt für Mal- und Anstrichtechnik in München nachgeprüft, festgestellt und begutachtet. Die Versuchsergebnisse und ihre Grundlagen werden zu einem späteren Zeitpunkte veröffentlicht werden.

Damit ist gekennzeichnet, was im Jahre 1926 in Deutschland auf dem Gebiete der Eisenschutzfarben an wissenschaftlicher, technisch gerichteter Arbeit zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit durch Eisenschutz geleistet wurde. Die Eisenschutzfarbe an sich besteht allerdings auch jetzt noch nicht. Was an neuen derartigen Farben herauskam, bewegt sich im bekannten Rahmen. Über die Suboxfarbe wurden in letzter Zeit Auffassungen bekannt, die geeignet sind, diesen an sich guten Gedanken in Mißkredit zu bringen. Es gibt keine Verbleiung durch Ölfarbenanstrich. Im wesentlichen herrscht hier ebenfalls der Gedanke der Erhöhung der Wirkung durch Erhöhung des Dispersitätsgrades des Farbstoffes vor.

Auf dem Gebiete der Bindemittel beginnt der Wettbewerb des Holzöles trotz seines höheren Preises gegenüber dem Leinöle, der infolge Erkenntnis seiner Qualitäten ein immer schärferer wird. Da, wie erwähnt, die Forschung über diese beiden Öle durch den Wettbewerb der Zelluloselacke auch mit Rücksicht auf die Automobilindustrie mächtig angeregt ist, so darf man von der Zukunft durchgreifendere wirtschaftliche Erfolge dann erwarten, wenn diese Forschungen sachgemäß unterstützt werden, um ausgebaut werden zu können. Hierzu ist es nötig, eine Organisation zu schaffen, die großzügiger zu arbeiten erlaubt als bisher und die alle einschlägigen Erfahrungen auf das erwünschte Ziel richtet: Erhöhung der Wirtschaftlichkeit auf dem Arbeitsfelde des Eisenschutzes durch Anstrich.

[4]) Ausugel, ein veredelter Rohstoff der Lackfabrikation von Dr. L. Auer, Budapest; Farbenzeitung 31, 2621; 1926.

Erfahrungen mit hochwertigem Baustahle St 48[1]) und Silizium-Brückenstahle.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. **Kommerell** im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin.

Die Erfahrungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit hochwertigem Baustahle St 48 im Jahre 1925 habe ich in der Schrift „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48“ (Verlag von Julius Springer, Berlin 1925) dargelegt, und ich darf mich heute darauf beschränken, die dort gemachten Angaben durch Bekanntgabe der Erfahrungen zu ergänzen, die wir seither bei der Abnahme und der Verwendung dieses Stahles gemacht haben.

Da in den Hüttenwerken neben dem St 48 gewöhnlicher Flußstahl St 37 erzeugt wird, und da auch bei den Eisenbauanstalten beide Werkstoffe nebeneinander verarbeitet werden, so wurde von Anfang an seitens der Deutschen Reichsbahn der größte Wert darauf gelegt, Verwechslungen vorzubeugen. Trotzdem sind solche Verwechslungen vorgekommen, sie wurden jedoch noch rechtzeitig hauptsächlich dadurch entdeckt, daß in den Brückenbauanstalten den angelieferten Eisenteilen Stichproben entnommen wurden, mit denen dann Zerreißversuche usw. angestellt wurden. Dabei hat sich gezeigt, daß die Festigkeitswerte oft ziemlich von den von unseren Abnahmebeamten festgestellten Werten abwichen, sogar bei ein und derselben Schmelzung. Wir kamen erst allmählich dahinter, daß diese Unterschiede, die ja auch bei den weicheren Stahlsorten, wenn auch nicht in dem Ausmaße, vorgekommen sind, bei den härteren Stahlsorten von den verschiedenen Blechdicken und Profilabmessungen herrühren. Ein Blech von 10 mm Dicke zeigte wegen der stärkeren Durchknetung bessere Eigenschaften als z. B. ein Blech von 20 mm Dicke derselben Schmelzung. Da ferner, wie bekannt, die Deutsche Reichsbahn mit den zulässigen Spannungen gegen früher erheblich heraufgegangen ist (um etwa 150 kg/cm²), so hielt sie es nicht mehr für vertretbar, daß es bei Brücken- und Ingenieurhochbauten dem Zufall überlassen bleiben konnte, ob etwaige Teile, die nicht voll den Bedingungen entsprachen, bei der Abnahme herausgefunden wurden oder nicht. Dies veranlaßte die Deutsche Reichsbahn, bei allen Brücken- und Ingenieurhochbauten grundsätzlich schmelzungsweise Prüfung vorzuschreiben, und nur ausnahmsweise darf mit besonderer Genehmigung, und zwar nur bei St 37 hiervon abgewichen werden, wobei der Umfang der in diesem Falle vorzunehmenden Prüfungen besonders bestimmt wird. Ferner wurde folgendes angeordnet:

„Wenn aus einer Schmelzung nur ein Profil oder Bleche derselben Dicke gewalzt werden, dann dürfen hieraus

bei höchstens 30 t Gewicht der Schmelzung 3 Walzerzeugnisse
„ „ 40 t „ „ „ 4 „
„ „ 50 t „ „ „ 5 „ usw.

für die Probeentnahme ausgewählt werden.

a) Profile.

Werden aus einer Schmelzung Profile verschiedener Art gewalzt, dann gilt jede besondere Profilart als besondere Schmelzung. Bei Profilen derselben Art, aber verschiedener Abmessungen, sind im allgemeinen vorerst nur die Profile der größten und kleinsten Abmessungen je als besondere Schmelzung zu prüfen. Wenn das größte Profil — auch bei den vorgeschriebenen Ersatzproben — nicht genügt, so wird die zugehörige Teillieferung aus diesem Profil verworfen und das nächst kleinere Profil in derselben Weise behandelt usw.

b) Bleche.

Werden aus einer Schmelzung Bleche verschiedener Dicke gewalzt, so sind im allgemeinen vorerst nur die Bleche der größten und kleinsten Dicke je als besondere Schmelzung zu prüfen. Die Zahl der Proben für jede solche Teilschmelzung ist dieselbe wie für die ganze Schmelzung (siehe oben). Wenn das Blech der größten Dicke — auch bei den vorgeschriebenen Ersatzproben — nicht genügt, so wird die zugehörige Teillieferung aus diesen Blechen verworfen und die Bleche der nächst geringeren Dicke ebenso behandelt usw. Unterscheiden sich aber die Blechdicken um nicht mehr als 20 %, so genügt es im allgemeinen, wenn nur die dickste Blechsorte geprüft wird.

Dem Abnahmebeamten bleibt es jedoch überlassen, auch die zwischenliegenden Profile und Blechdicken zu prüfen.

Jedes Stück der kalten Halb- und Fertigerzeugnisse muß die Schmelzungsnummer tragen, die womöglich einzuschlagen ist, bevor der Werkstoff erkaltet.

Wird von einer Schmelzung, der die vorgeschriebenen Proben entnommen worden sind, ein Rest auf Lager gelegt, so ist dieser bei einer anderen Abnahme wie eine neue Schmelzung zu behandeln.“

Die Eisenhüttenleute wollten, um die Abnahme nicht zu erschweren, nicht darauf eingehen, etwa durch Analysen den Phosphor- und Schwefelgehalt prüfen zu lassen. Wenn nun auch die Verantwortung dafür, daß kein Werkstoff mit zu hohem Phosphor- und Schwefelgehalt (der Schwefel- und Phosphorgehalt soll im allgemeinen nicht mehr als je 0,06 %, zusammen nicht mehr als 0,10 % sein) angeliefert wird, dem Hüttenwerk überlassen bleiben muß, so hat die Deutsche Reichsbahn doch durch Anweisung ihrer Abnahmebeamten alles getan, um möglichst bei der Abnahme des Werkstoffs Schmelzungen mit zu hohem Phosphor- und Schwefelgehalte herauszufinden, indem die Abnahmebeamten die Proben zu dem Faltversuche denjenigen Stellen entnehmen sollen, wo erfahrungsgemäß die größten Seigerungen vorkommen. Es sind dies bei den Walzprofilen die Übergänge vom Flansch zum Steg, bei den Winkeleisen die Scheitel. Die Vorschriften beim Faltversuch schreiben zwar nur einen Biegewinkel von 180° vor, es soll aber trotzdem der Versuch so weit fortgeführt werden, bis die Schenkel des Probestabes sich berühren, um spröden Werkstoff herauszufinden. Um schon im Hüttenwerke die Rohblöcke aus hochwertigem Baustahle zu kennzeichnen, wird jetzt in den Kopf der erstarrenden Blöcke ein aus dem Kopfe herausragendes Stück Eisen (Winkel-, Rund- oder dergleichen Eisen) hineingesteckt. Jedes Stab- und Formeisen erhält außerdem nach dem Warmsägeschnitte einen Stempel St 48 und nach dem Erkalten einen durchgehenden weißen Ölfarbenanstrich. Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel St 48 und nach dem Erkalten im Abstande von rd. 1 m weiße Ölfarbenkreise mit weißer Ölfarbeninschrift St 48. Bei Nieteisen wird der Kopf mit weißer Ölfarbe gestrichen. Die Setzköpfe der Niete aus hochwertigem Baustahle sind abzuflachen. Auf die Abflachung ist ein erhabenes H zu setzen. Die Gegenhalter sind an der Stelle, die dem H gegenüber liegt, mit einer Vertiefung zu versehen. Die Eisenhüttenleute haben Versuche angestellt, auf die ganze Länge der Walzerzeugnisse nach dem letzten Walzgange oder kalt Rillen aufzuwalzen, um den Werkstoff auch später noch kenntlich zu machen. Auch sind Versuche mit Aufspritzen einer Zink- oder Aluminiumschicht angestellt worden. Diese Versuche haben bis jetzt nicht befriedigt, sie sind aber noch nicht abgeschlossen. Dem Umstande, daß es bis jetzt noch nicht gelungen ist, die Walzerzeugnisse aus hochwertigem Baustahle auf die ganze Länge einwandfrei und dauernd zu kennzeichnen, wie dies von der Baupolizei bei uns vorgeschrieben wird, ist es wohl zuzuschreiben, daß dieser neue Baustahl bei Hochbauten noch nicht in gleichem Maße angewendet worden ist, wie bei Brücken, wo eine schärfere Abnahme und Bauüberwachung stattfindet.

Da die Feststellung der Streckgrenze bei der Abnahme keine Schwierigkeiten mehr bereitet und die Kenntnis der Streckgrenze bei der Beurteilung der zulässigen Spannung von größter Wichtigkeit ist, so ist bei St 48 neben der verlangten Bruchspannung (48 bis 58 kg/mm²) auch die Mindeststreckgrenze mit 29 kg/mm² bei der Abnahme vorgeschrieben worden. Dieser Wert ist, wie aus der von mir schon früher erbrachten Statistik hervorgeht, niedrig, die tatsächliche Mindeststreckgrenze lag fast stets höher (etwa bei 31).

Die Bearbeitung des St 48 in den Brückenbauanstalten und auf der Baustelle hat im allgemeinen zu keinen Schwierigkeiten geführt, wenn folgende Vorschriften beachtet wurden:

„Stäbe und Bleche sind kalt zu richten. Kröpfungen in den tragenden Teilen sind möglichst zu vermeiden; da, wo sie nötig sind, sind Keilkröpfungen vorzuschreiben. Biegungen und Kröpfungen sind nur in guter Rotglut auszuführen. Die Stücke sind alsdann langsam erkalten zu lassen. Jedes Bearbeiten in der Blauwärme und jedes Abschrecken ist unbedingt zu vermeiden. Wenn auch die Reichsbahn bei den Blechen im Jahre 1925 ein Ausglühen nicht vorschrieb, so hat die Erfahrung doch gezeigt, daß viele Hüttenwerke die zu Knotenblechen verwendeten Bleche vorsichtshalber ausglühen, namentlich, um auch bei den Querproben die nötige Festigkeit und Dehnung zu erzielen. Auf Wunsch der Eisenhüttenleute wurde daher das Ausglühen der Bleche aus St 48 allgemein vorgeschrieben.

Weniger günstige Erfahrungen wurden mit Breiteisen (Universaleisen) gemacht. In einem Falle platzten die Lochränder ab, was auf eine Härtung der Breiteisen schließen ließ. Als die Breiteisen ausgeglüht wurden, trat eine wesentliche Kürzung der Breiteisen ein, sie ließen sich jedoch nach dem Ausglühen tadellos bearbeiten. Wir haben daher vorgeschrieben, daß zu Knotenblechen Breiteisen nur bei untergeordneten Verbänden verwendet werden dürfen.

Die Niete sind nach Möglichkeit maschinell zu schlagen. Preßluft-hammernietung gilt als Maschinennietung. Auf kleinen Baustellen, auf denen die Einrichtungen für maschinelle Nietung nicht lohnt, muß die Handnietung mit größter Sorgfalt durchgeführt werden. Ein Überhitzen der Niete ist streng zu vermeiden. Die Niete müssen so schnell geschlagen werden, daß der Nietkopf vor dem Übergange zur Blauwärme fertig ist.“

Die Nietung mit Nietstahl St 48 hat in einigen Fällen zu Beanstandungen geführt, indem sich bei den fertig geschlagenen Nieten nach dem Erkalten am Schließkopfe feine Risse gezeigt haben. Auch wurde durch Versuche mit Nieten von großer Schaftlänge festgestellt, daß durch die abschreckende Wirkung der Matritze und des Kühlwassers

[1]) Nach einem Vortrage, gehalten auf der Internationalen Brückenbautagung in Zürich am 20. September 1926.

im Schließkopfe eine unerwünschte Härtung eintritt, und daß es zur Hintanhaltung dieser Härtung notwendig ist, die Niete auf ihre ganze Länge zu glühen. Die Versuche wurden gleichzeitig mit Nieten aus Siliziumstahl ausgeführt. Es zeigte sich, daß die Niete aus Siliziumstahl sowohl im Schafte als auch im Kopfe größere Festigkeit hatten als die Niete aus St 48. Das Herausschlagen der Siliziumstahlniete nach Beseitigen des Kopfes war schwieriger als bei St-48-Nieten, was darauf zurückzuführen ist, daß die Siliziumstahlniete sich besser stauchen lassen als die aus St 48. Im Gefüge war der Siliziumstahl feinkörniger und gleichmäßiger, auch ist er viel weniger empfindlich gegen Überhitzung als St 48. Wenn auch Schwierigkeiten bei der Nietung nur in einzelnen Fällen vorgekommen sind, so wird die Deutsche Reichsbahn doch wahrscheinlich auch bei den jetzt in Bearbeitung befindlichen Brücken aus St 48 Siliziumstahlniete vorschreiben, sobald die Versuche mit Siliziumstahlnieten abgeschlossen sind.

Für die Scherspannung der Niete aus St 48 waren bislang noch keine Vorschriften gegeben. Bei Brücken- und Ingenieurhochbauten rechnet die Deutsche Reichsbahn mit einer zulässigen Scherspannung = dem 0,8 fachen der zulässigen Zugspannung; es muß also bei St 37 die Scherspannung bei der Abnahme mindestens $37 \cdot 0{,}8 = 30$ kg/mm² sein. Die obere Grenze der Scherspannung sollte bei Brücken aus St 37 36 kg/mm² nicht überschreiten. Für die Niete bei Brücken aus St 37 ist eine Zugspannung von 34 bis 42 kg/mm² vorgeschrieben. Bei Berücksichtigung der Streckgrenze und der Eigentümlichkeiten des einzelnen Werkstoffes halte ich eine Scherfestigkeit der Niete bei Brücken aus St 48 von 36 bis 42 kg/mm² bei einer Zugfestigkeit von 44 bis 52 kg/mm² und 22 % Dehnung am Langstab für notwendig, während die entsprechenden Zahlen für Siliziumstahlbrücken 42 bis 48 kg/mm² Scherfestigkeit, 46 bis 54 kg/mm² Zugfestigkeit und 25 % Dehnung am Langstab sein sollten (siehe folgende Tabelle).

Tabelle I.

Werkstoff für die Brücken- und Ingenieurhochbauten	Für die Niete im Anlieferungszustande verlangte				Stauchversuch
	Scherfestigkeit	Zugfestigkeit	Dehnung Kurzstab δ_k	Dehnung Langstab δ_l	
	kg/mm²	kg/mm²	%		
St 37	30 bis 36	34 bis 42	30	25	Ein Stück Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustande bis auf ein Drittel seiner Länge zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.
St 48	36 bis 42	44 bis 52	27	22	
Si (= Siliziumbrückenstahl)	42 bis 48	46 bis 54	30	25	

Vielleicht ist der Mißerfolg bei einzelnen Nieten für Brücken aus St 48 darin zu suchen, daß die Niete schon im Anlieferungszustande überflüssig hohe Zugfestigkeit hatten. Ganz besonders wichtig ist bei der Abnahme der Niete der Stauchversuch, wie er in der obigen Tabelle angegeben ist. Ob diese Scherspannungen beim Siliziumstahle eingehalten werden können, soll noch durch bereits eingeleitete Versuche geprüft werden. Gerade in den letzten Tagen wurden Versuche mit Siliziumstahlnieten in der Mechanischen Versuchsanstalt des Eisenbahn-Zentralamts angestellt. Die Niete hatten eine Scherspannung von 39,5 bis 42 kg/mm², da aber die Prüfmaschine für Niete mit so hoher Festigkeit nicht stark genug war, so ist anzunehmen, daß nach der im Gange befindlichen Verstärkung der Maschine die in der Tabelle verlangten Scherfestigkeiten erreicht werden.

Über Bearbeitungsversuche bei St 48 hat Oberingenieur Schellewald im „Bauingenieur" 1925, S. 729, Mitteilung gemacht. Die Versuche zeigen, daß bei allen Arbeitsvorgängen, mit denen ein Trennen des Werkstoffes in Frage kommt, erhebliche Unterschiede zwischen St 48 und St 37 nicht bestehen. An einzelnen Stellen war der Stromverbrauch bei St 48 sogar niedriger als bei St 37. Eine stärkere Abnutzung der Messerschneiden bei St 48 als bei St 37 ist bei drei Versuchsreihen nicht beobachtet worden, nur ein Werk gibt an, daß bei längerem Schneiden von St 48 die Messer in kürzerer Zeit stumpf werden als beim Schneiden von St 37. Aus letzterem Umstande kann den von Schellewald gezogenen Schlüssen eines größeren Kostenaufwandes für die Bearbeitung von St 48 gegenüber St 37 schon aus dem Grunde nicht zugestimmt werden, weil die Zahl der Beobachtungen zu gering ist und weil namentlich nachgewiesen wurde, daß der Stromverbrauch bei St 48 zum Teil sogar noch geringer war. Mehrkosten entstehen beim St 48 ohne Zweifel in der Kennzeichnung, besonderen Lagerung und Überwachung des St 48, wobei mir allerdings die zurzeit verlangte Spanne von rd. 35 R.-M. wesentlich zu hoch erscheint.

Auch im letzten Jahre wurde bei der Deutschen Reichsbahn eine große Zahl von Brücken, zum Teil recht große Bauwerke, aus St 48 ausgeführt[2]), z. B. die Brücke über die Ems bei Weener, die Elbebrücke bei Hämerten, die Havelbrücke bei Rathenow. Begonnen ist mit der großen Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld, die im Herbst 1926 fertig werden soll. Auch bei dem Umbau der großen viergleisigen Brücken bei Hauptbahnhof Frankfurt und der viergleisigen Norderelbebrücke bei Hamburg kommt hochwertiger Baustahl St 48 zur Anwendung. Wenn sich auch im Anfange bei der Verwendung von St 48 leichte Kinderkrankheiten gezeigt haben, so darf doch gesagt werden, daß diese jetzt überwunden sind und daß der hochwertige Baustahl St 48 in außerordentlich großem Umfange mit großem technischen und wirtschaftlichen Erfolge im Brückenbau verwendet worden ist.

Einen weiteren Fortschritt, und wir hoffen, einen durchschlagenden Erfolg auf diesem Gebiete, wird die Verwendung von Siliziumbrückenstahl bringen, dem die Deutsche Reichsbahn von Anfang an eine außerordentliche Beachtung geschenkt hat. Für diesen Stahl wird eine Streckgrenze von mindestens 36 kg/mm² bei mindestens 22 % Dehnung verlangt. Beim Faltversuche müssen sich die Proben kalt über einen Dorn von einem Durchmesser gleich der Dicke des Probestabes um einen Winkel von 180° zusammenbiegen lassen, ohne Risse zu bekommen.

Dem Umstande, daß die Deutsche Reichsbahn sich dazu entschlossen hat, zum Bau eines 10-t-Boßhardt-Ofens namhafte Geldmittel vorzustrecken[3]), ist es zuzuschreiben, daß auch andere Eisenhüttenwerke lebhaft sich bemühen, einen ähnlichen Siliziumbrückenstahl in gewöhnlichen Siemens-Martin-Öfen zu erzeugen, wie er aus dem Boßhardt-Ofen der Firma Freund, Berlin, gewonnen wird. Wenn es auch einigen Martin-Werken bereits gelungen ist, die Bedingungen der Reichsbahn für Siliziumbrückenstahl einwandfrei zu erfüllen, so ist es nicht ausgeschlossen, daß tatsächlich aus dem 10-t-Boßhardt-Ofen ein besseres Erzeugnis gewonnen wird, als aus den Siemens-Martin-Öfen. Die eigenartige Führung der Feuergase im Boßhardt-Ofen soll den Erfolg haben, daß infolge von Unterdruck eine Entgasung des Stahlbades von Sauerstoff, Phosphor und Schwefel stattfindet, ein Verfahren, das an die Veredelung von Gußeisen durch Rütteln und Schütteln nach dem Patente von Dr. Joseph Dechêne aus Rostock erinnert und das bei den Deutschen Industriewerken in Berlin-Spandau anscheinend mit Erfolg zurzeit angewendet wird. Durch das Rütteln und Schütteln macht sich eine lebhafte Gasentwicklung deutlich bemerkbar. Die Gase bestehen hauptsächlich aus Wasserstoff, Kohlenoxydgas und Kohlensäure, ihre Entfernung bedeutet daher eine Desoxydation.

Auch der Schiffbau interessiert sich außerordentlich für den neuen Stahl. Wird doch mit einem Gewichte der Schiffe gerechnet, das bei gleichem Fassungsvermögen höchstens $^2/_3$ des seitherigen Gewichts ist. Auch für den Wagenbau spielt die Verwendung von Siliziumstahl eine außerordentlich große Rolle. So beabsichtigt die Deutsche Reichsbahn, Großgüterwagen zu bauen mit einem Eigengewichte von nur 20 t (vielleicht sogar nur 19 t) und einer Tragfähigkeit von 60 t, wodurch ein Verhältnis zwischen Eigengewicht und Nutzlast erreicht wird, wie es bis jetzt noch nicht dagewesen ist. Diese zur Beförderung von Massengütern geplanten Wagen haben bei 20 t Achsdruck und 10 m Länge ein Metergewicht von 8 t. Der Hauptvorteil bei solchen Wagen mit geringem Eigengewichte liegt weniger in den Kostenersparnissen bei der Anschaffung, als in dem Umstande, daß dauernd das tote Gewicht, das nutzlos befördert wird, wesentlich geringer ist und daß an Stelle des Totgewichts größere Gütermengen mit demselben Zuge ohne Mehrkosten befördert werden können.

Nach den neuen Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn für eiserne Eisenbahnbrücken (BE), Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925, richtet sich die zulässige Spannung nach der Streckgrenze. Da die Streckgrenze bei Siliziumstahl um mindestens 50 % höher liegt als bei St 37, so läßt die Deutsche Reichsbahn um diese Beträge höhere Spannungen zu.

Die von der ruhenden Verkehrslast (ohne Stoßziffer) herrührende rechnerische Durchbiegung soll in der Regel nicht mehr als 1/900 der Stützweite betragen. Brücken von über 20 m Stützweite ist bei der Ausführung eine Überhöhung derart zu geben, daß sie unter der ständigen Last und der halben Verkehrslast ohne Stoßzahl die der Festigkeitsberechnung zugrunde gelegte Form annehmen. Gelingt es nicht, durch entsprechende Wahl der Höhe der Hauptträger diese Bestimmungen der BE einzuhalten, so ist die Überhöhung der Hauptträger so zu wählen, daß bei möglichster Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen die zulässige Durchbiegung unter der Wagerechten mit Rücksicht auf das Einsinken der Betriebsmittel das Maß von 1/1800 der Stützweite nicht überschreitet.

Die zulässigen Knickspannungen und die Knickzahlen ω für Siliziumbrückenstahl gehen aus der umstehenden Tabelle hervor.

Da zurzeit noch keine Brücken aus Siliziumstahl in Arbeit sind, so können über die eigentliche Bearbeitung noch keine Erfahrungen mitgeteilt werden. Soviel ist jedenfalls sicher, daß die Härtungserscheinungen, wie sie manchmal beim St 48 aufgetreten sind, sich beim Siliziumstahle nicht zeigen werden, da er keinen größeren Kohlenstoffgehalt als St 37 besitzt und dabei hohe Dehnung und große Zähigkeit hat. Versuche im kleinen mit fertigen Nieten sollen ergeben haben, daß Siliziumstahlniete

[2]) Vergl. S. 672. — [3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 17.

Tabelle II.
Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω.

1	2	3	4
Siliziumbaustahl $\sigma_s = 3600$ kg/cm² $E = 2\,100\,000$ kg/cm²			
Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leqq 60$; $\sigma_K = 3600$ $\lambda \geqq 60 \leqq 100$ $\sigma_K = 5890{,}5 - 38{,}175\,\lambda$ $\lambda \geqq 100$; $\sigma_K = \frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$ kg/cm²	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$
0	3600	1,00	0,001
10		1,01	0,002
20		1,03	0,004
30		1,07	0,006
40		1,13	0,009
50		1,22	0,013
60		1,35	0,019
70	3218	1,54	0,031
80	2837	1,85	0,054
90	2455	2,39	0,116
100	2073	3,55	0,074
110	1713	4,29	0,082
120	1439	5,11	0,089
130	1226	6,00	0,095
140	1057	6,95	0,103
150	921	7,98	

wegen der größeren Härte etwas mehr Arbeitsaufwand erfordern. Bei Maschinennietung wird wahrscheinlich kein großer Unterschied zu bemerken sein. Der Siliziumstahl ist wegen seines geringeren Kohlenstoffgehalts nicht so empfindlich gegen Überhitzungen wie St 48. Durch die Überhitzung wird bekanntlich die Streckgrenze ganz erheblich herabgedrückt. Beim Siliziumstahle ist ferner auch kein größerer Abfall in der Streckgrenze nach dem Ausglühen zu befürchten. Beim Siliziumstahle muß noch die Höhe des oberen Umwandlungspunktes festgestellt werden, der vermutlich bei etwa 1110 ° C, also wesentlich höher als bei St 48 liegt. Obwohl der Kohlenstoffgehalt beim Siliziumstahle nicht höher ist als bei gewöhnlichem St 37, scheint das Schweißen von Siliziumstahl etwas schwieriger zu sein. Da aber das Schweißen für eiserne Brücken bei uns vorläufig nicht in Betracht kommt, so braucht diese Frage hier weiter nicht erörtert zu werden.

Eine wichtige Rolle in der Erforschung des Werkstoffs spielt zurzeit die Frage der sogenannten Dauerfestigkeit des Stahles. Dr. Lehr versteht darunter eine Beanspruchung in kg/mm² auf abwechselnd Zug und Druck, Biegung oder dergl., die nach einem Sinusgesetze der Zeit zwischen großen positiven und negativen Grenzen pendelt und eine solche Größe besitzt, daß sie von dem untersuchten Werkstoffe gerade noch beliebig oft — das heißt mindestens 10 000 000 mal — ertragen wird. Mit Hilfe einer Prüfmaschine der Bauart Schenk wurde ein in der Mitte belasteter Probestab innerhalb einer halben Stunde 10000000 mal in Umdrehung versetzt, ebensooft fand der Lastwechsel statt; während z. B. bei Nietstahl von 24 kg/mm² Spannung an der Streckgrenze eine Dauerfestigkeit von rd. 25 kg/mm² festgesetzt wurde, brachte der Siliziumstahl bei 36 kg/mm² Spannung an der Streckgrenze eine Dauerfestigkeit von 29 kg/mm², also keine der höheren Streckgrenze entsprechende Steigerung. Wenn auch die Versuche noch nicht abgeschlossen sind, so darf doch schon jetzt gesagt werden, daß solche Lastwechsel im Brücken- und Ingenieurhochbau nicht vorkommen. Selbst wenn über eine Brücke jahraus, jahrein in je 2 Minuten ein Zug fahren würde und also in dieser Zeit ein Lastwechsel vorkäme, würden in 50 Jahren erst 13 000 000 Lastwechsel eintreten, die aber nicht wie bei dem Versuche von größter positiver Spannung zu größter negativer Spannung pendeln. Es ist auch zweifellos, daß die Zeit, die dem Werkstoffe belassen wird, um sich zu „beruhigen", eine große Rolle spielt. Sicher wird ein großer Unterschied bestehen, ob die hohe Zahl von Lastwechseln innerhalb einer halben Stunde oder in 50 Jahren stattfindet. Für die zulässigen Beanspruchungen der Brücken- und Ingenieurhochbauten kommen voraussichtlich die interessanten Ergebnisse der Dauerfestigkeit nicht in Betracht. Bei Brücken können erst die mit zuverlässigen Spannungsmessern vorgenommenen Belastungsversuche unter den fahrenden Zügen richtigen Aufschluß geben. Nach dem Ergebnisse des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn für solche Apparate scheint es, als ob wir in dieser Frage einen erheblichen Schritt weiter gekommen sind, und daß es nicht mehr allzulange dauern wird, bis wir im Besitze von solchen zuverlässigen Apparaten sind.

Die Deutsche Reichsbahn hat bereits fünf Brücken aus Siliziumstahl in Auftrag gegeben, und zwar in Stützweiten von 26 bis 60 m. Von vier dieser Brücken liegen bereits die Vergleichsentwürfe vor, so daß man schon einen gewissen Überblick über die Kostenersparnisse gegenüber St 48 und noch mehr gegen St 37 bekommen kann. Der Einheitspreis stellt sich bei Siliziumstahlbrücken zurzeit um 50 R.-M./t höher als bei St 37, während, wie schon oben erwähnt, der Mehrpreis der Brücken aus St 48 zurzeit 35 R.-M. beträgt. Sollte der Siliziumstahl später zum Regelstahle werden, womit die Hauptkosten für den Aufpreis, nämlich die Kennzeichnung, getrennte Lagerung und Beaufsichtigung, in Wegfall kämen, so würde der Einheitspreis wahrscheinlich noch geringer werden. Die Gewichtsersparnisse und Kostenersparnisse gehen aus der untenstehenden Tabelle hervor.

Es ist wohl erklärlich, daß von der erzeugenden Eisenindustrie die Bestrebungen der Deutschen Reichsbahn auf Einführung des St 48 und Siliziumbrückenstahls als nicht in ihrem Interesse liegend angesehen wurde, weil sie bei oberflächlicher Betrachtung kein Interesse daran zu haben glaubt, wenn die Verbraucher so große Ersparnisse an ihren Eisenbauwerken erzielen. Dieser Auffassung muß aber entschieden entgegengetreten werden. Jedenfalls steht bei der Deutschen Reichsbahn, wo zurzeit Neubaustrecken kaum in Betracht kommen und wo es sich nur um Verbesserung zu schwacher Brücken handelt, die Frage so: welche Kosten entstehen für die Verstärkung der vorhandenen Brücken, und was kostet die vollständige Erneuerung der Überbauten? Wären die Kosten für die Verstärkung wesentlich niedriger als diejenigen für die Erneuerung, so würde man sich wahrscheinlich, wenn keine besonderen konstruktiven Schwierigkeiten entstehen, für eine Verstärkung entscheiden. Der Verbrauch an neuem Eisen für diese Verstärkungen beträgt vielleicht höchstens $^1/_4$ von dem für neue Brücken, und angesichts der großen Arbeitslosigkeit, die zurzeit herrscht, ist es viel wichtiger, große Massen zu erzeugen, selbst wenn der Verdienst geringer wäre. Auch liegt bei dieser Methode ein Vorteil für die eisenerzeugende Industrie darin, daß ihr der wertvolle Brückenschrott, herrührend von den alten Brücken, wieder zugeht.

Tabelle III.
Gewichts- und Kostenvergleich zwischen Brücken aus St 37, St 48 und Si-Stahl.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Brücke R. B. D.	Stützweite m	ein- oder zweigleisig	Gesamtgewicht eines Überbaues mit Lagern bei St 37 t	St 48 t	Si t	Kosten für 1 t bei St 37 R.-M.	St 48 R.-M.	Si R.-M.	Gesamtkosten bei St 37 R.-M.	St 48 R.-M.	Si R.-M.	Gewichtsersparnis gegenüber St 37 bei St 48 t	Si t	Kostenersparnis gegenüber St 37 bei St 48 R.-M.	Si R.-M.
1	Unterführung der Pfarrstraße [1]), R. B. D. Berlin	26,0	2	160		120	450		500	72 000		60 000		40 = 25,0 %		12 000 = 16,7 %
2	Boberbrücke bei Krausendorf, R. B. D. Breslau	37,6	1	97,5 [2])		74,5 [2])	439		490	42 800		36 500		23 = 23,6 %		6 300 = 14,7 %
3	Dragebrücke, R. B. D. Osten	38,0	1	117	97	89	435	470	485	50 900	45 600	43 200	20 = 17,1 %	28 = 24,0 %	5 300 = 10,4 %	7 700 = 15,1 %
4	Weserbrücke bei Dreye, R. B. D. Münster	60,0	2	410 [3])	335 [3])	300 [3])	430	463	483	176 300	155 000	145 000	75 = 18,3 %	110 = 26,8 %	21 300 = 12,1 %	31 300 = 17,8 %

[1]) Überbau mit durchgehendem Kiesbette. — [2]) Ohne Lager, Fußwege und Geländer. — [3]) Ohne Fußwege; das Gewicht der Fußwege beträgt bei allen drei Ausführungen rd. 18 t.

Alle Rechte vorbehalten.

Portalkonstruktionen zur Abfangung von Gittermasten.

Von Dipl.-Ing. **Georg Kaufmann,** Direktor der Brass & Hertslet G. m. b. H., Berlin-Marienfelde.

Die im Jahre 1923 als Doppelleitung mit sechs Leitungsseilen und einem Blitzseil erbaute Überlandleitung Wildau—Mariendorf dient zur Stromversorgung der dem Märkischen Elektrizitätswerk A. G. gehörenden Berliner Vororts-Elektrizitäts-Werke. Die Betriebsspannung beträgt 50000 V. Im freien Gelände bestehen die Leitungsseile aus Aluminium von 95 mm² Querschnitt, während, soweit die Leitung dem Zuge geplanter oder bestehender Straßen folgt, Kupferseile von 50 mm² Querschnitt Verwendung gefunden haben. Als Stützpunkte dienen durchweg quadratische Gittermaste bekannter Ausführung. Innerhalb des Groß-Berliner Stadtgebiets folgt die Leitung teilweise dem Zuge geplanter Straßen und führt hierbei auf Mariendorfer Gebiet auf einer Länge von etwa 300 m der bereits ausgebauten Wilhelm-Pasewaldt-Straße entlang. Die hier erforderlichen beiden Stützpunkte — der Eckmast Nr. 112 und der Postkreuzungsmast Nr. 113 — waren in der Mitte des Fahrdammes aufgestellt. Diese Anordnung erwies sich bei zunehmendem Straßenverkehre infolge des verhältnismäßig schmalen Fahrdamms von 8 m Breite als unpraktisch, so daß im Sommer 1925 aus verkehrspolizeilichen Gründen die Forderung gestellt wurde, die Maste von dem Fahrdamme zu entfernen. Da eine Änderung der Trasse aus mancherlei Gründen nicht in Frage kam, wurde auf Vorschlag der Firma Brass & Hertslet G. m. b. H., die von dem Märkischen Elektrizitätswerk A. G. mit der Bearbeitung der Angelegenheit betraut worden war, beschlossen, den oberen Teil der Maste durch eine Portalkonstruktion abzufangen, deren Stützpunkte beiderseits auf den Bürgersteigen zunächst der Bordschwelle lagen, und alsdann die Mastteile unterhalb des Portalriegels durch Abbrennen zu entfernen. Die Portalform wurde in eingehenden Besprechungen festgelegt, wobei auf Wunsch der städtischen Behörden neben den statischen und konstruktiven Gesichtspunkten auch besonderer Wert auf eine architektonisch gefällige Form gelegt wurde.

Im folgenden sind einige Angaben über die Abmessungen, Beanspruchungen und die Querschnitte der Portale, sowie den Gang der statischen Berechnung, die nach den Vorschriften des Vereins Deutscher Elektrotechniker vom Dezember 1922 durchgeführt wurde, gemacht.

1. Eckmast Nr. 112, Höhe über Gelände 18 m, größter Zug in den Kupferseilen 16 kg/mm², im Stahlseile 18 kg/mm² (Abb. 1). Die Leitungstrasse bildet am Maste einen Winkel von 178°, wobei der Mast in der Winkelhalbierenden steht (Abb. 2). Hierbei heben sich die Leitungszüge in der X-Achse auf, so daß die Mastberechnung seinerzeit durchgeführt war 1. für den Winddruck auf die Leitungen, angenommen zu 125 kg auf 1 m² senkrecht getroffener Fläche, 2. für die Komponente des Leitungszuges, die sich aus der Abweichung der Trasse von der Geraden ergibt. Dies lieferte, bezogen auf die Mastspitze, eine Zugkraft von rd. 600 kg, wozu noch der Winddruck auf den Mast selbst kam.

Die Form des zur Abfangung des Mastes dienenden Portals ist in Abb. 3 dargestellt, und der Bauvorgang vollzog sich nun so, daß nach Aufstellen und fertiger Montage des Portals sowie nach vollständigem Abbinden der Fundamente der vorhandene Mast unterhalb des Querriegels abgetrennt, mit einer Abschlußplatte versehen und das freiwerdende untere Stück alsdann entfernt wurde. Die Berechnung des Portals wurde nur für die Beanspruchungen in der X-Achse durchgeführt, wobei der stehenbleibende Mastteil 0-I-IIa als in den Punkten I und IIa gelenkig gelagert angenommen wurde. Aus Sicherheitsgründen wurde die an der Mastspitze angreifende Zugkraft zu 1200 kg der Berechnung zugrunde gelegt, wozu dann noch die auf den Mast bezw. das Portal wirkende Windkraft, sowie die senkrechten Lasten, bestehend aus dem 1600 kg betragenden Gewicht der Leitungen, Isolatoren und Traversen und dem Eigengewicht der Eisenkonstruktion, kamen. Die folgende Tabelle gibt eine Zusammenstellung der Beanspruchungen und der Querschnittausbildung in den einzelnen Portalzonen.

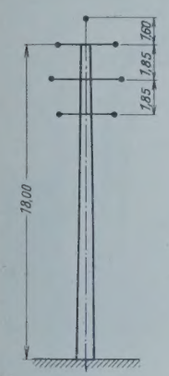


Abb. 1.

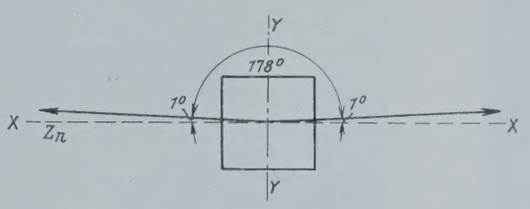


Abb. 2.

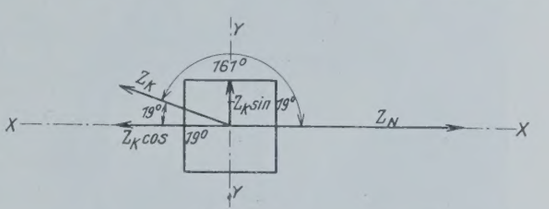


Abb. 5.

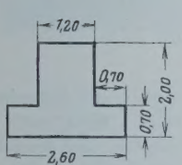


Abb. 4.

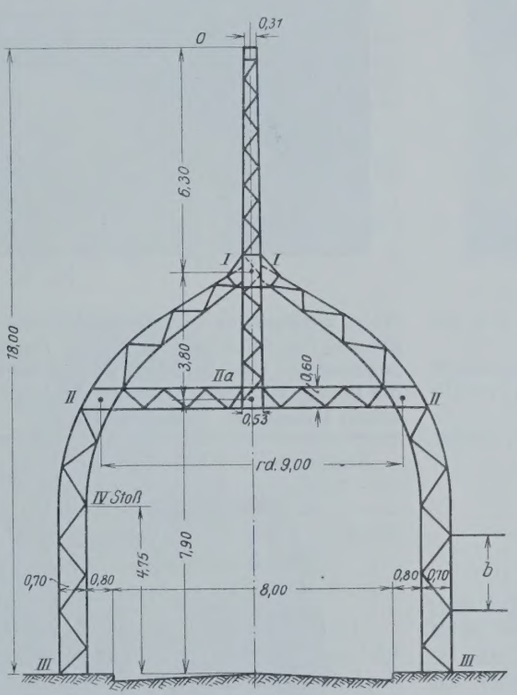


Abb. 3.

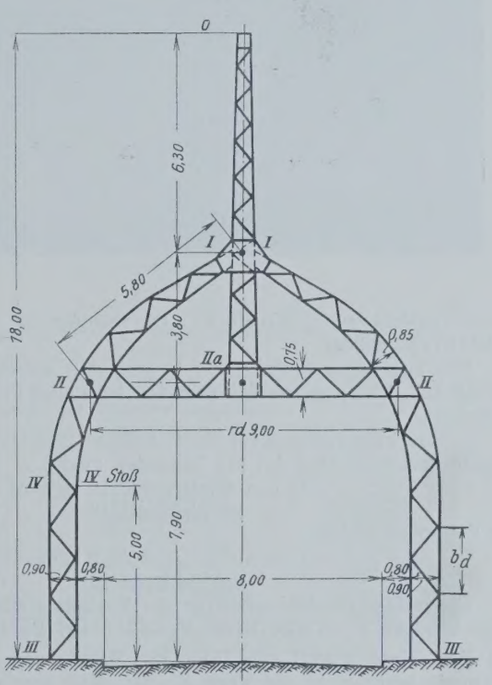


Abb. 6.

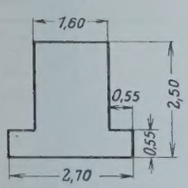


Abb. 7.

Senkrechte Lasten	Winddruck auf das Portal selbst	Größtmomente	Querschnittausbildung
Schuß 0— I: 2,0 t	0,2 t	M_I = 8,165 tm	L 55 · 55 · 6
„ I— II: 3,8 t	1,34 t	M_{II} = 12,25 tm	L 80 · 80 · 10
„ II—III: 5,0 t	0,7 t	M_{III} = 20,23 tm	L 90 · 90 · 9

Der Portalriegel wird beansprucht durch eine lotrechte Kraft von 3,8 t und eine wagerechte Kraft von 1,48 t, die beide im Punkte IIa angreifen und in den Gurtungen eine größte Kraft von ± 9,7 t erzeugen, der Quer-

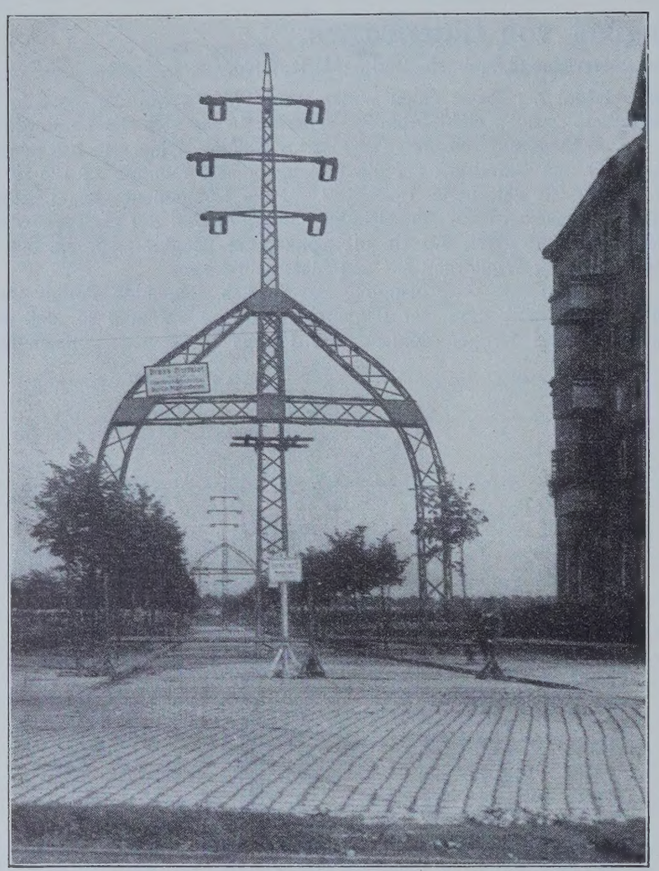


Abb. 8.

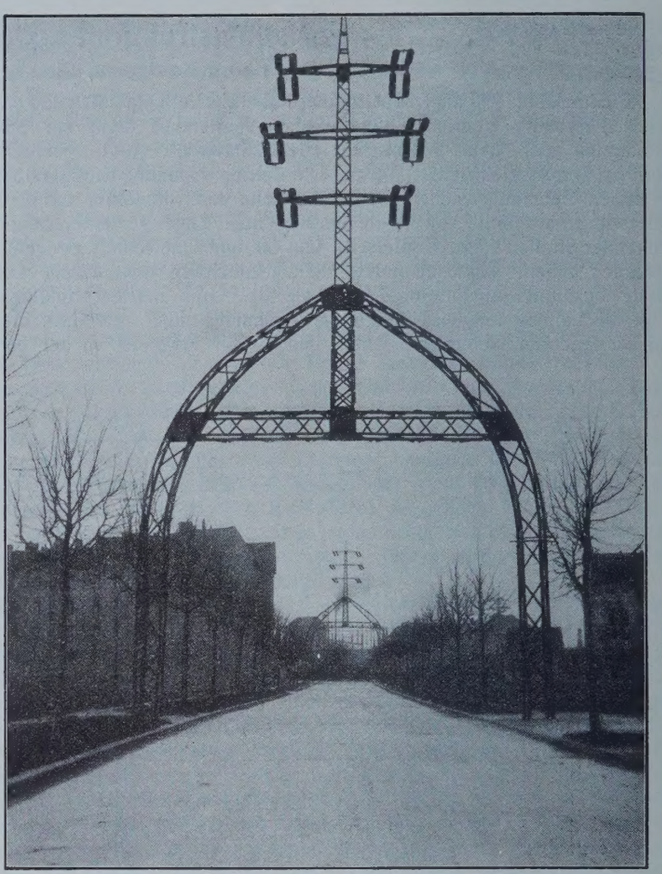


Abb. 9.

schnitt besteht aus L 80 · 80 · 8. Die Schrägstäbe sind durchweg aus L 50 · 50 · 5 gebildet.

Die aus Beton bestehenden Fundamente weisen die Abmessungen gemäß Abb. 4 auf; sie wurden nach den bekannten Fröhlichschen Formeln berechnet.

2. Postkreuzungsmast Nr. 113, Höhe über Gelände 18 m, größter Zug in dem nach Mast Nr. 112 führenden Felde:

in den Kupferseilen 16 kg/mm²
im Stahlseile 18 „

im Postkreuzungsfelde:

in den Kupferseilen 8 kg/mm²
im Stahlseile 10 „ (vergl. Abb. 1).

Die hieraus resultierenden, an der Mastspitze angreifenden Leitungszüge betragen $Z_A = 4990$ bezw. $Z_K = 2540$ kg. Die Leitungstrasse bildet am Mast einen Winkel von 161°, die Maststellung erhellt aus Abb. 5. Hiernach beansprucht die Kraft Z_N den Mast nur in der X-Achse, die Kraft Z_K dagegen sowohl in der X- wie in der Y-Achse.

Die resultierenden Leitungszüge betragen:

in der X-Achse: $Z_N - Z_K \cdot \cos 19° = 2590$ kg
„ „ Y-Achse: $Z_K \cdot \sin 19° = 825$ kg

Außer diesem Leitungszuge wirkt an wagerechten Kräften noch auf den Mast ein Winddruck von 500 kg auf die Kopfausrüstung in der X-Achse, sowie der Winddruck auf den Mast selbst in beiden Achsen. Die Berechnung des in Abb. 6 dargestellten Portalrahmens wurde in derselben Weise durchgeführt wie für den Eckmast Nr. 112, wobei aus Sicherheitsgründen der Spitzenzug zu 4000 kg angenommen wurde, wofür auch der ursprüngliche Mast berechnet war. In der folgenden Tabelle sind wiederum die Beanspruchungen, sowie die Ausbildung der Querschnitte in den einzelnen Portalzonen zusammengestellt.

Senkrechte Lasten	Winddruck auf das Portal selbst	Größtmomente	Querschnittausbildung
Schuß 0— I: 2,15 t	0,34 t	$M_I = 26{,}27$ tm	L 100 · 100 · 10
„ I— II: 4,8 t	1,32 t	$M_{II} = 34{,}5$ tm	L 100 · 100 · 14
„ II—III: 6,8 t	0,75 t	$M_{III} = 46{,}28$ tm	L 100 · 100 · 14

Den Portalriegel beansprucht in Riegelmitte eine lotrechte Kraft von 4,8 t und eine wagerechte Kraft von 6,25 t, die eine größte Gurtkraft von ± 15,46 t erzeugen. Querschnitt der Riegelgurtungen: L 90 · 90 · 13, sämtlicher Schrägstäbe wiederum L 50 · 50 · 5.

Die Abmessungen der Fundamente sind in Abb. 7 dargestellt.

Die Bauausführung geschah programmgemäß, indem während des Einbaues der Portale die Leitungen unter Strom waren; lediglich während des Abbrennens und Entfernens der unteren Mastteile — einer Arbeit, die an zwei aufeinanderfolgenden Sonntagen ausgeführt wurde — wurde der Strom aus Sicherheitsgründen für einige Stunden ausgeschaltet.

Abb. 8 u. 9 zeigen den Bauzustand vor dem Entfernen des unteren alten Mastteils sowie das fertiggestellte Bauwerk.

Vermischtes.

Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich in der Zeit vom 20. bis 24. September 1926. (Schluß.)

35. Nordhausen-Berlin führte den von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hergestellten Film des ohne Störung des Betriebes durchgeführten Umbaues der viergleisigen Eisenbahnbrücke über die Spree beim Bahnhof Bellevue vor.

36. Lacroix-Genf über den Bau einer Rhônebrücke bei Genf.

37. Pasternak-Zürich über die graphische Berechnung der kontinuierlichen Träger auf elastisch drehbaren Stützen.

38. Hafner-Wien über den Umbau der Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien.[4])

39. Tils-Köln über den Bau der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.[5])

40. Köhler-Stettin über den Bau der Ost- und Westoderbrücken bei Stettin[6]) und die neuen Landebrücken bei Stralsund-Hafen.

41. Kado-Frankfurt (Oder) über die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt (Oder) im Gleis Reppen—Frankfurt.[7])

42. Weidmann-München über die Lechbrücke bei Hochzoll.[8])

43. Schroeder-Trier über den Umbau der Moselbrücke bei Güls. Der schwierige Umbau der Brücke vollzieht sich in der Weise, daß neben den drei zweigleisigen Stromüberbauten, deren Hauptträger Bogenzwickelträger sind, die neuen Überbauten mit vollwandigen Bogenträgern auf

[4]) Hierüber wird demnächst in der „Bautechnik“ eingehend von dem Vortragenden berichtet werden.

[5]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11, S. 136.

[6]) Hierüber erscheint demnächst in der „Bautechnik“ eine Abhandlung aus der Feder des Vortragenden.

[7]) Auch hierüber wird der Vortragende demnächst in der „Bautechnik“ berichten.

[8]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 20, S. 285.

Gerüsten zusammengebaut werden und in nächtlichen Betriebspausen auf querliegenden Verschiebebahnen die alten Überbauten seitlich herausgeschoben und zu gleicher Zeit die neuen Überbauten an ihre Stelle eingeschoben werden.

44. Blunck-Altona über die Klappbrücke über die Schlei.

45. Lewerenz-Königsberg (Pr.) über die neue Pregelbrücke in Königsberg.[9])

An viele der Vorträge schlossen sich lebhafte und nutzbringende Erörterungen an. Alle Teilnehmer standen am Schluß der Vorträge und Diskussionen unter dem starken Eindruck, daß ihnen die internationale Aussprache über wichtige Fragen und über neue Errungenschaften auf dem Gebiete des Brücken- und Ingenieurhochbaues viele fruchtbare Anregungen und eine große Bereicherung ihres Wissens gebracht hat. Es wurde deshalb der lebhafte Wunsch laut, die gemeinsame internationale Arbeit auf dem genannten Gebiete fortzusetzen. Auf ein dankenswertes Anerbieten der österreichischen Fachgenossen hin wurde beschlossen, im Jahre 1928 in Wien die internationale Aussprache über wichtige Fragen des Brücken- und Ingenieurhochbaues zu wiederholen.

Am vierten Tage wurden die großartigen Ingenieurbauwerke an der Nordrampe der Gotthardbahn und am fünften Tage die Bauarbeiten am Grandfey-Viadukt besichtigt.

Die schweizerischen Fachgenossen stifteten allen Teilnehmern an der Tagung ein sehr wertvolles Werk mit ausgezeichneten Beiträgen hervorragender schweizerischer Fachmänner. Das Werk gibt ein deutliches Bild von dem außerordentlich hohen Stande der schweizerischen Brückenbauwissenschaft und läßt erkennen, daß die schweizerischen Fachgenossen auf dem schwierigen Gebiete der Messung der Formänderungen und Spannungen bei steinernen und eisernen Brücken die Führung übernommen haben. Das sei auch an dieser Stelle neidlos anerkannt.

Den schweizerischen Fachgenossen gebührt dafür, daß sie die internationale Aussprache ins Leben gerufen haben, für ihre sehr große Mühewaltung für das Gelingen der Tagung und für ihre vorbildliche Gastfreundschaft der aufrichtige Dank aller Teilnehmer an der wohlgelungenen Tagung und darüber hinaus aller auf dem Gebiete des Brücken- und Ingenieurhochbaues tätigen Fachgenossen. Dr.-Ing. ehr. Schaper.

Die Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Newark Bay (New Jersey). Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 25. 3. 1926 besteht die rd. 2260 m lange viergleisige Brücke aus dem in den Abb. 1 und 2 dargestellten beweglichen Teil und aus einem festen Teil mit 41 Öffnungen, bei dem 164 eingleisige Blechträgerüberbauten zur Verwendung kamen. Dabei sind von den Hauptträgern 288 Stück bei einer Spannweite von je 37,2 m vollständig gleich durchgebildet worden. Der Berechnung der ganzen Brücke wurde Coopers Lastenzug *E* 60 zugrunde gelegt. Für die Bemessung der Spannweiten, auch derjenigen der Blechträger-Brücken, waren behördliche Vorschriften (des War Department) maßgebend.

Für die Überbauten der Hubbrücken, deren allgemeine Anordnung aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen ist, wurde mit Ausnahme der Längs-

[9]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 26, S. 329.

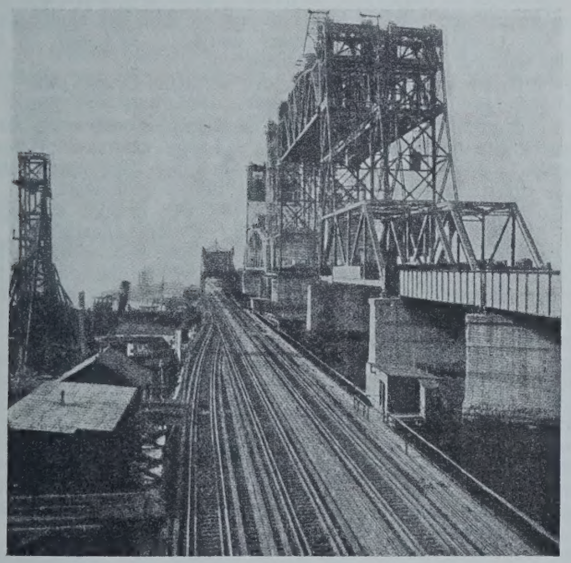


Abb. 1.

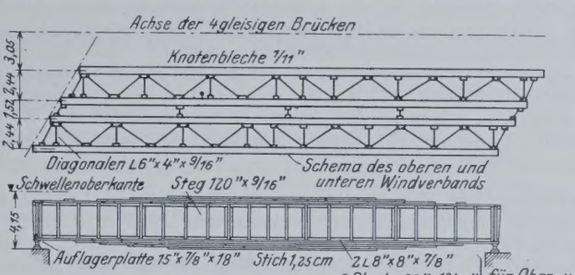


Abb. 3.

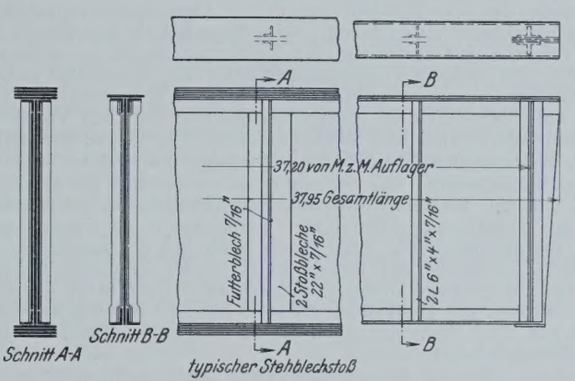


Abb. 4.

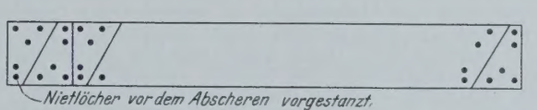


Abb. 5.

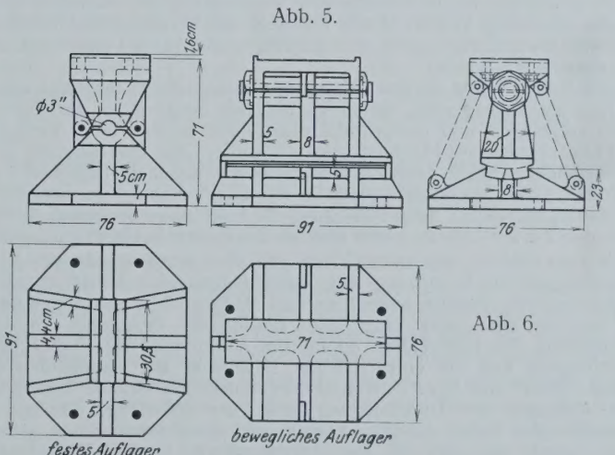


Abb. 6.

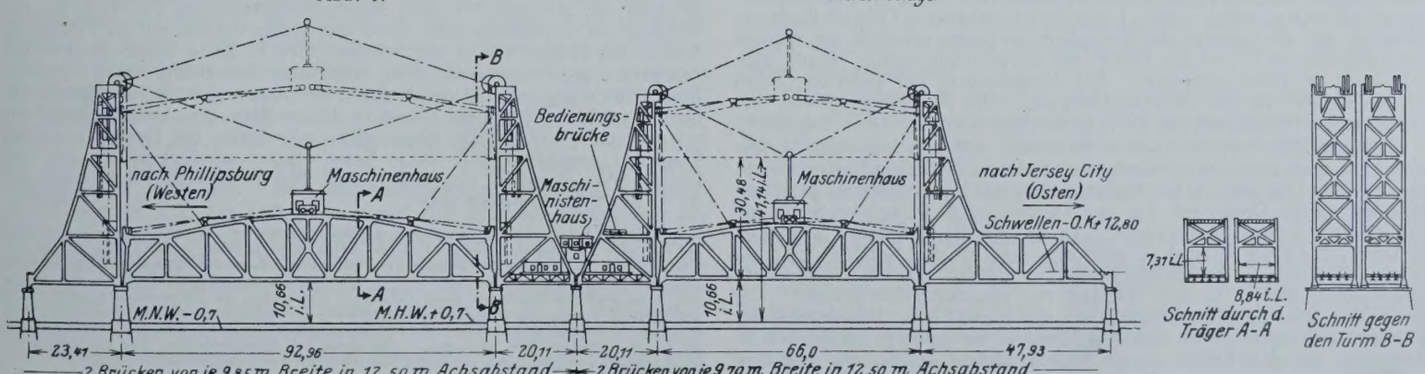


Abb. 2.

träger Siliziumstahl als Baustoff gewählt, für die Anschlußbauwerke und die genannten Längsträger der Hubbrücken, sowie für die Blechträger gewöhnlicher Baustahl.

Ansicht und Grundriß der Blechträgerbrücken ist in Abb. 3 dargestellt, der Blechträgerquerschnitt mit Stoß und Versteifungen der Stehbleche in Abb. 4. Das System der Windverbände ist so gewählt worden, daß die Hauptträger auch in bezug auf die Bohrungen gleich ausfielen. Die Windverbandknotenbleche wurden zur Verringerung der Werkstattkosten möglichst vereinfacht (Abb. 5). Für die festen Auflager (Abb. 6) wurden Bolzengelenke, für die beweglichen Auflager Pendelgelenke verwendet. Die einzelnen Auflagerteile wurden zur Erleichterung des Versetzens vorläufig miteinander verbunden (Abb. 6). Zur Aufnahme der Lager wurden die Pfeileroberflächen auf die genaue Höhenlage der Auflagerunterkante abgestemmt, wobei die kleinen Unebenheiten mit Zementmilch ausgefüllt wurden. Auf Grund der Erfahrungen der Eisenbahngesellschaft wurde auf die Zwischenschaltung einer Zementmörtel- oder Bleifuge verzichtet. M.-L.

Versuche zur Ermittlung der Steifigkeit von Brückenkabeln. Die bekannte amerikanische Brückenbauanstalt John A. Roebling's Sons in Trenton, New Jersey, die namentlich den Bau von Kabelbrücken nach dem sogenannten Luftspinnverfahren pflegt, befaßt sich neben dieser praktischen Tätigkeit auch mit der Beschaffung wissenschaftlicher Grundlagen für die Berechnung derartiger Brücken und verfolgt damit das Ziel, die Berechnung der Kabelbrücken auf diesen Grundlagen fortzuentwickeln und immer sicherer zu gestalten. Neuerdings hat sie mit diesem Ziel im Auge Versuche zur Ermittlung der Nebenspannungen in Brückenkabeln ausgeführt, die infolge des Umstandes auftreten, daß diese Kabel im Bauwerk eine gekrümmte Form annehmen. Über diese Nebenspannungen herrschte bisher noch keine Klarheit, und wenn die Roeblingschen Versuche auch noch nicht alle Zweifel über die Größe dieser Spannungen beseitigt haben mögen, so haben sie doch sicher die Erkenntnis auf diesem Gebiet erweitert.

Das Versuchskabel war 3,05 m lang; es bestand aus sieben Litzen zu 272 Drähten, zusammen also aus 1904 Drähten von 4,9 mm Durchm. ohne den Zinküberzug. Das Kabel wurde auf einen Durchmesser von 24 cm zusammengepreßt. Rechnerisch blieb bei der Stärke der Drähte und dem Querschnitt des Kabels 18,09 % des gesamten Querschnitts Hohlraum zwischen den Drähten. Bei den an Ort und Stelle gesponnenen Kabeln machen die Hohlräume etwa 20 bis 23 % des gesamten Querschnitts aus, die Nebenspannungen aus der Biegung sind also dort geringer als im Versuchskabel.

Um die Kabel im zusammengepreßten Zustande zu erhalten, wurden sie 15 cm von den Enden entfernt, in der Mitte und in den Viertelpunkten von schweren Gußstahlschellen umschlossen; zwischen diesen wurden sie mit 2,9 mm starkem Draht umsponnen, der mit etwa 6,75 kg/cm² gespannt war. Damit waren ungefähr die Bedingungen wie im Brückenkabel geschaffen. Die Schellen entsprachen, abgesehen von der kurzen Entfernung zwischen ihnen, ungefähr den Schellen, in denen die Hängestangen bei der praktischen Verwendung des Kabels angreifen, und die Spannung in dem Draht, mit dem das Versuchskabel umsponnen war, war etwa ebenso groß wie diejenige, die beim Umspinnen in der Luft eingehalten wurde.

Das Kabel wurde in einer Maschine, Bauart Olsen, für 180 t Leistung auf Biegung beansprucht, indem es mit den Schellen in der Nähe der Enden aufgelagert und in der Mitte durch einen Kolben unter Vermittlung eines Druckkopfes aus Hartholz belastet wurde. Aus den Schellen an den Enden standen seitliche Zapfen heraus, die in Bohrungen der Lagerklötze drehbar ruhten; die Lagerklötze waren in der Längsrichtung frei verschiebbar. Die Kabel, die genau neun Fuß (2,745 m) freie Länge zwischen den eben genannten Zapfen hatten, waren also an den Enden frei beweglich gelagert.

In der Mitte und den Viertelpunkten wurden paarweise Meßvorrichtungen zur Ermittlung der Durchbiegung der Kabel angebracht. An jedem Ende wurden außerdem fünf Meßvorrichtungen angesetzt, um die Senkung der Lager unter dem Einfluß der Belastung, die Längsverschiebung der Lagerklötze infolge der Verkürzung der Kabel bei der Durchbiegung und die entsprechende Bewegung der Kabelenden selbst an ihrer Ober- und ihrer Unterseite aus demselben Grunde festzustellen. Beim Auftragen der Durchbiegung unter der Belastung, die mit Hilfe eines über das Kabel gelegten Lineals und eines Mikrometers gemessen wurde, ergab sich, daß die Durchbiegungskurve in den Viertelpunkten, wo die Schellen saßen, eine Unstetigkeit aufwies. Dies ließ darauf schließen, daß die Schellen die Steifigkeit der Kabel erhöhen; sie wurden daher abgenommen, und die Stelle, wo sie gesessen hatten, wurde nunmehr auch mit Draht umwickelt. Bei Wiederholung der Belastung ergab sich ein stetiger Verlauf der Durchbiegung. Die Durchbiegung war, bei weit geringerer Belastung, um 25 % größer, das Kabel war also biegsamer.

Diese beiden Versuche ließen vermuten, daß die Spannung in dem Draht, mit dem das Kabel umsponnen ist, einen Einfluß auf seine Durchbiegung hat. Um dies zu bestätigen, wurde das Kabel zunächst gerichtet, dann mit einem Draht von 1,6 mm Durchm. und 14 kg/cm² Spannung umwickelt, was einen Druck von 47,5 kg/cm² auf die Oberfläche bedeutete, ein Druck, der etwa $3^1/_2$ mal so groß sein mag als der, der bei der praktischen Verwendung der Brückenkabel vorkommt. Das so vorbereitete Kabel wurde wieder in die Prüfmaschine eingelegt und belastet. Die Last wirkte also dabei unmittelbar auf das Kabel, ohne Vermittlung der Schellen, und auch bei den einzigen Schellen, die daran geblieben waren, denjenigen an den Enden, waren die Schrauben ebenso wie bei dem zweiten Versuch gelöst, so daß diese Schellen nur als Lagersättel wirkten. Der Kolben bewegte sich dabei mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,8 mm/Min.; dadurch wurde bei der geringen Länge des Versuchstückes eine viel schnellere Formänderung hervorgerufen, als sie bei einer Gebrauchsbelastung des Kabels einer Brücke je auftreten würde. Es ergaben sich bei diesem Versuch erheblich geringere Durchbiegungen des Kabels.

Bei allen drei Versuchen wurde die Belastung an gewissen Stellen ihrer Zunahme eine Zeitlang auf gleichbleibender Höhe gehalten. Dabei nahm die Durchbiegung des Kabels auch während des Stillstandes der Last zu, woraus sich ergibt, daß die Durchbiegung nicht im gleichen Verhältnis wie das Aufbringen der Last fortschreitet. Ein Kabel verhält sich also anders als ein Träger mit vollem Querschnitt, es ist ein biegsames Seil.

Bei allen Versuchen wurde das Kabel wiederholt entlastet und dann erneut beansprucht. Beim Aufbringen der Last nach der Entlastung zeigte sich, daß die Durchbiegung langsamer vor sich ging als bei der ersten Belastung, was darauf hinweist, daß das Kabel bei der Entlastung nicht ganz in die gestreckte Lage zurückgekehrt war. Daraus konnte auch geschlossen werden, daß die Geschwindigkeit, mit der die Last aufgebracht wird, einen Einfluß auf das Maß der Durchbiegung hat.

Die Durchbiegung des Kabels wurde in Beziehung gebracht zu der errechneten Durchbiegung eines kreisrunden Balkens mit demselben Metallquerschnitt wie das Kabel. Es ergab sich, daß sich das Kabel bis zu einer Belastung mit 360 kg wie ein solcher Balken verhält. Bei größerer Belastung beginnen die Drähte gegeneinander zu gleiten, und die Durchbiegung wird größer als bei einem vollen Balken; der Unterschied wird mit zunehmender Belastung so groß, daß die Durchbiegung des Kabels ein Mehrfaches derjenigen des Balkens ist. Je straffer das Kabel umwickelt ist, desto ähnlicher ist sein Verhalten dem eines Balkens. Bei dem dritten Versuch verlief die Durchbiegung des Kabels bis zu einer Belastung mit 5600 kg wie die des Vollbalkens, und auch bei Überschreitung dieser Grenze nahm sie nicht so schnell zu wie bei den beiden ersten Versuchen. Bei einem straffer umwickelten Kabel werden also die aus der Biegung herrührenden Nebenspannungen größer; sie können durch richtige Bemessung der Spannung in dem das Kabel umspinnenden Draht vermindert werden.

Andere Versuche bezweckten die Ermittlung der Bruchspannung von Drähten, die, wie diejenigen im Kabel durch die sie umgebenden Drähte und durch die Umspinnung, von der Seite her einem Druck ausgesetzt (gequetscht) und zugleich in der Längsrichtung gezogen wurden. Es wurde dabei ein Unterschied zwischen äußeren und inneren Drähten gemacht. Um die Beanspruchung der äußeren Drähte, wie sie etwa über den Sätteln vorkommt, nachzuahmen, wurde ein Draht, auf zwei kurzen Drahtstücken lagernd, von der Seite her eingeklemmt und dann in der Längsrichtung gezogen. Um ähnliche Verhältnisse wie bei einem Draht im Inneren des Kabels zu schaffen, wurde der gezogene Draht von vier kurzen Drahtstücken eingehüllt. Bei einem seitlichen Druck von 1000 kg auf 1 cm Drahtlänge riß der Draht im ersten Fall bei einem Zug von 2800 kg, was einen Verlust an Festigkeit von 4,3 % bedeutet; im zweiten Fall ergab sich nur ein Festigkeitsverlust von 0,43 %.

Bei weiteren Versuchen wurde der seitliche Druck zwar bis fast 2000 kg gesteigert, der Draht aber dabei wiederholt von diesem Druck entlastet, sodann wurde der Draht der Zerreißprobe ausgesetzt. Es ergab sich, daß Drücke bis 600 kg auf 1 cm der Länge keinen Einfluß auf die Bruchfestigkeit des Drahtes hatten, wenn bei dem Zug unter seitlichem Druck die Elastizitätsgrenze nicht überschritten worden war.

Endlich wurde bei dieser Versuchsreihe der Einfluß des seitlichen Druckes auf die Elastizitätsgrenze für Zug in der Längsrichtung zu ermitteln gesucht. Es wurde gefunden, daß seitliche Drücke bis zu 1000 kg auf 1 cm Länge des Drahts keinen Einfluß auf die Elastizitätsgrenze für Zug in der Längsrichtung haben, daß sie jedoch durch höheren Druck stark herabgesetzt wird.

Um die Tragfähigkeit einer einzelnen Litze im Verhältnis zur Festigkeit der einzelnen Drähte zu ermitteln, wurden eine Litze aus 37 parallelen Drähten von 4,9 mm Durchm. und ihre einzelnen Drähte auf Zugfestigkeit untersucht. Die Litze zerriß bei einer Belastung, die der Festigkeit ihres schwächsten Drahtes entsprach; die Reihenfolge, in der die Drähte in der Litze rissen, entsprach der Zunahme der Festigkeit im einzelnen Draht. Die Dehnungen der Litze und der Drähte waren bis zur Erreichung der Elastizitätsgrenze dieselben, dann nahmen die Dehnungen der Litze in erheblich stärkerem Maße als die der einzelnen Drähte zu. Die Elastizitätsgrenze der Drähte gilt also auch für die Litze.

Um die Festigkeit der Drähte an der Verankerung zu ermitteln, wurden sie um eine Rillenscheibe von 23 cm Halbm. gelegt und dann gezogen; sie zerrissen bei einer Durchschnittsbelastung von 3790 kg; die Biegung um die Rillenscheibe hatte also keinen Einfluß auf die Festigkeit. Keiner der Drähte riß an der Scheibe oder in deren Nähe, sondern die Bruchstelle lag im geraden Teil in erheblicher Entfernung von der Scheibe. Eine Krümmung mit 23 cm Halbm. beeinflußt also die Festigkeit des Drahtes nicht. — Weitere Versuche bezweckten die Untersuchung des elastischen Verhaltens der Hängeseile, mit denen die Fahrbahn an die Tragkabel angehängt ist. Diese Seile wurden wiederholt be- und entlastet, und es ergab sich dabei, daß ihre Elastizitätsgrenze etwa bei 60 % der Bruchfestigkeit liegt. Wkk.

INHALT: Die neuen Bahnsteighallen auf Bahnhof Frankfurt a. d. Oder. — Die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926. — Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf. — Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Großilsede. — Die Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken. — Zur Theorie und Praxis der Eisenschutzfarben durch Anstrich. — Erfahrungen mit hochwertigem Baustahle St 48 und Silizium-Brückenstahle. — Portalkonstruktionen zur Abfangung von Gittermasten. — Vermischtes: Internationale Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich in der Zeit vom 20. bis 24. September 1926. (Schluß.) — Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Newark Bay (New Jersey). — Versuche zur Ermittlung der Steifigkeit von Brückenkabeln.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 29. Oktober 1926 Heft 47

Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **B. Körner**, Berlin.

Die außergewöhnlichen Witterungsverhältnisse dieses Frühjahrs und Frühsommers haben an fast allen deutschen Flüssen zu lang andauernden Hochwasserwellen geführt, die in einzelnen Gebieten große Schäden zur Folge gehabt haben und zu einer starken Beunruhigung weiter Bevölkerungskreise Anlaß gaben. Man hat die Frage aufgeworfen, ob grundsätzliche Fehler in unseren Deichbauweisen und unserem Deichwesen die Ursache für die aufgetretenen Überflutungen waren, und wie diese für die Zukunft vermieden werden können. Als Antwort sind in der Tagespresse allerlei Vorschläge für einen bruchsicheren Bau der Deiche gemacht worden, die durchweg an den wahren Ursachen der diesjährigen Katastrophen vorbeigehen. Nach den vorliegenden Nachrichten handelt es sich nämlich bei den in diesem Jahre eingetretenen Überflutungen mit ihren verderblichen Folgen nicht um Brüche von Winter- oder Stromdeichen, sondern in der Hauptsache um Überströmung von Sommerdeichen, die an einigen Stellen zu deren Bruch führte.

Infolge der ungewöhnlich großen Niederschläge dieses Frühsommers sind besonders im Elbe- und Odergebiet die Hochwasserwellen zu einer derartigen Höhe aufgelaufen, daß sie sogar die mittleren jährlichen Winterhochwasserstände überschritten haben und weit über dem in der Regel zu erwartenden Sommerhochwasser lagen. So erreichte der Hochwasserstand der Elbe am Pegel zu Magdeburg am 24. Juni einen Stand von + 4,69, während das mittlere Hochwasser auf + 4,46 und das mittlere Sommerhochwasser auf + 3,08 liegen. In Wittenberge wurde am 27. Juni ein Stand von + 5,60 beobachtet, MHW liegt hier auf + 4,92, MSHW + 3,36. Für die Oder (Pegel zu Frankfurt) lauten die entsprechenden Zahlen wie folgt: Höchster Stand am 25. Juni + 3,70, MHW + 3,22, MSHW + 2,34.

Diese außergewöhnliche Überschreitung der normalen Sommerhochwasserstände bedingte fast überall eine Überströmung der Sommerdeiche, deren Kronenhöhe nur selten die Höhe des MHW erreicht. Mit der Überflutung ist die Gefahr eines Bruches dann verbunden, wenn der betreffende Polder durch die dafür vorgesehenen Einlaßbauwerke oder Überlaufstrecken nicht rechtzeitig gefüllt ist, es sei denn, daß der Sommerdeich auf seine ganze Länge einen Querschnitt erhalten hat, der einer Überströmung gewachsen ist. Die Füllung eines Sommerpolders, die zur Zeit des Winter- oder Frühjahrhochwassers wegen der düngenden Wirkung der Überflutung meist sehr erwünscht ist, ist in der Vegetationszeit um so schädlicher, je mehr die Polderfläche, anstatt der ursprünglichen Benutzung als Grünland, infolge der intensiven Bewirtschaftung in Ackerkultur genommen worden ist. Man wird sie deshalb so lange unterlassen, als noch irgend eine Hoffnung besteht, daß das Hochwasser die Sommerdeichhöhe nicht überschreitet, obgleich dadurch die Gefahr eines Bruches bei der dann doch folgenden Überströmung oder bei sehr langer Dauer der hohen Wasserstände herbeigeführt wird.

Aus dieser Ursache sind denn auch an einigen Stellen Sommerdeiche gebrochen und haben den Überflutungsschaden durch Versandung und Verschlammung noch vermehrt. Winterdeiche sind dagegen, soweit bekannt, nicht in Mitleidenschaft gezogen; sie haben dem Wasserandrang standgehalten und ihre Aufgabe voll erfüllt.

Es ist deshalb nicht richtig, etwa fehlerhaftem Deichbau oder ungenügender Unterhaltung die Schuld an den aufgetretenen schweren Schäden zu geben. Die Überflutungen waren infolge der außergewöhnlichen Naturereignisse unvermeidlich und werden sich bei ähnlichen Witterungsverhältnissen wiederholen, wenn nicht die Sommerdeiche überall zu Winterdeichen ausgebaut werden. Soweit dies mit Rücksicht auf die schadlose Abführung großer Hochwasser überhaupt möglich ist, erfordert ein solcher Ausbau sehr große Mittel, weil er auch die benachbarten Deichstrecken beeinflußt. Der hochwasserfreie Ausbau einer Sommerbedeichung schränkt den Abflußquerschnitt aller größeren Hochwasser ein und führt zu einer Erhöhung der Hochwasserstände auf der stromaufwärts anschließenden Strecke. Die Deichhöhen werden hier meist nicht mehr ausreichen, und kostspielige Aufhöhungen und Verstärkungen werden erforderlich. Wieweit deshalb derartige Maßnahmen in den hochwassergeschädigten Gebieten wirtschaftlich sind, läßt sich auf Grund von Kosten- und Ertragsberechnungen einwandfrei feststellen. Das Ergebnis ist meist negativ, weil die in Rechnung zu stellenden Schäden wegen der Seltenheit derartiger Ereignisse — man glaubt im Mittel eine etwa 30jährige Wiederkehr feststellen zu können — sich auf Jahrzehnte verteilen.

Damit soll indessen nicht gesagt sein, daß durch Verbesserung des Deichwesens überhaupt nichts mehr geschehen könnte. Die Entstehung der Deiche aus einzelnen kleinen örtlichen Einpolderungen, deren Linienführung zur Arbeitsersparnis meist den höchsten Erhebungen des Gebietes, häufig mit starken Winkeln und Knicken, folgte, hat auch bei der im 18. und 19. Jahrhundert durchgeführten fast restlosen Schließung zu durchgehenden Deichzügen die Unregelmäßigkeiten des Hochwasserabflußquerschnittes und der Deichprofile nicht beseitigen können. Wenn auch die Stromregulierungen die schlimmsten Engstellen und scharfen ausspringenden Winkel verbessert und die drohenden Gefahren der Eisversetzungen und Dammbrüche gemildert haben, so bleibt hier und auch hinsichtlich der Sicherung gefährdeter Deiche und der Durchführung einheitlicher starker Profile noch mancherlei zu tun übrig, bis ein allen Anforderungen entsprechender und jede Gefährdung ausschließender Zustand erreicht ist. Wegen der dazu erforderlichen sehr großen Mittel werden jedoch voraussichtlich noch Jahrzehnte bis zur restlosen Durchführung aller möglichen Verbesserungen vergehen.

Die Frage aber, ob die auf Grund jahrhundertelanger Erfahrung entwickelten Deichbauweisen, nach denen eine neue Eindeichung heute ausgeführt wird, und die für die Deichunterhaltung und Sicherung zur Verfügung stehenden Mittel zur Ausschließung jeder Durchbruchgefahr genügen, darf unbedenklich bejaht werden.

Gewiß mögen einzelne der in den Tageszeitungen der letzten Zeit gemachten Vorschläge einen guten Kern haben, aber sie rechnen nicht mit den gegebenen Verhältnissen und der ungeheuren Erhöhung der Baukosten bei ihrer allgemeinen Anwendung. Sie lassen sich deshalb nicht verallgemeinern. Es ist bei den im Deichbau erforderlichen Massen nicht möglich, die Baustoffe von weither heranzuschaffen, wenn die Kosten des Baues seinen Nutzen nicht weit übersteigen sollen. Vorschläge wie die durchgängige Sicherung durch starke Abpflasterung, durch den Einbau von Betonkernen, die Stützung durch Betongewölbe und Trockenmauerwerk usw. können nur dort in Frage kommen, wo die erforderlichen Baustoffe mit tragbaren Kosten zu beschaffen sind, und ein besonderer Sicherungszweck die hohen Aufwendungen rechtfertigt. Im allgemeinen kann aber nur mit dem an Ort und Stelle verfügbaren Boden gebaut werden.

Wie dabei im einzelnen zu verfahren ist, mögen die folgenden Ausführungen an Hand einer Schilderung der den Deichen drohenden Gefahren zeigen, die des zur Verfügung stehenden Raumes wegen auf den Deichbau an Flüssen beschränkt werden müssen.

Im Gegensatz zu den Seedeichen, die immer nur während kurzer Zeit den hohen Wasserständen ausgesetzt sind, liegt die Hauptgefahr für die Flußdeiche in der meist langen Dauer der Hochwasser, die eine allmähliche Durchtränkung des Deichquerschnittes und des Untergrundes mit sich bringt. Völlig wasserdichte Bodenarten sind nur selten verfügbar, sie haben häufig auch den Nachteil, daß sie weich werden und zu Rutschungen neigen, wenn sie längere Zeit dem Wasser ausgesetzt sind, oder daß sie bei anhaltender Trockenheit reißen. Reine fette Tone und Lehme sind deshalb für die Herstellung des ganzes Deiches wenig geeignet. Am zweckmäßigsten erweist sich ein sandiger Ton oder Lehm, wobei der Sand möglichst grobkörnig sein und etwa 20 bis 40 % der Masse ausmachen soll.

Diese Bodenarten stehen in den erforderlichen großen Massen nur selten zur Verfügung, und man ist meist gezwungen, den Hauptkörper des Deiches aus mageren Erden oder aus Sand herzustellen. Eine besondere Dichtung ist dann aber nicht zu umgehen, die man als Kern in der Mitte des Dammes oder als Schale an der Wasserseite anordnen kann. Beide Anordnungen haben ihre Vor- und Nachteile. Den geringsten Bedarf an gutem, wasserdichtem Boden hat der Kerndamm. Er hat aber den Fehler, daß etwa auftretende Undichtheiten kaum festzustellen und nur schwer zu beseitigen sind. Die Bekleidung der Wasserseite erfordert dagegen größere Mengen besten Dichtungsmaterials und ist leichter der Beschädigung durch Wellenschlag, Eisschub und Tiere ausgesetzt. Sie gestattet aber auch leichte Auffindung und Ausbesserung schadhafter Stellen. Dazu kommt, daß der ganze übrige Deichkörper bei guter Auswahl des Dichtungsbodens und sachgemäßer Herstellung unbedingt geschützt ist und aus leichteren, durchlässigen Bodenarten hergestellt werden

kann. Dabei kann sogar die Verwendung groben Kieses oder Gerölles vorteilhaft sein, wenn diese im unteren rückwärtigen Teil eingebaut werden. Sie lassen etwa durchsickerndes Wasser schnell nach unten sinken und am Deichfuß ohne die Gefahr der Durchweichung und Ausspülung austreten.

Eine Durchtränkung des Dammquerschnittes verursacht leicht Rutschungen (Schälungen), die hauptsächlich die Binnenböschung gefährden. Zu ihrer Verhütung ist der untere Böschungsteil abzuflachen oder durch Vorlage einer Berme zu verstärken. Bei älteren hohen Deichen finden sich auch zwei Bermen, deren obere dann dem Verkehr und der Heranschaffung der zur Deichverteidigung erforderlichen Baustoffe dient. Hierzu wird im allgemeinen die Deichkrone benutzt, und sie wird nicht selten unter Verbreiterung zu einem ständigen Verkehrswege ausgebaut. Mit der Breite der Krone wächst der Bedarf an Deicherde natürlich wesentlich. Trotzdem sollte man auch in Rücksicht darauf, daß bei Hochwasser häufig alle anderen Verbindungswege überflutet sind, die Kronenbreite stets möglichst groß wählen, besonders dann, wenn die verwendete Bodenart Schälungen befürchten läßt. Greift eine solche Rutschung sehr hoch und stürzt ein Teil der Deichkappe mit ab, so bietet eine breite Krone immer die Möglichkeit, daß selbst innen und außen einander gegenüberliegende Schälungen nicht zu einem völligen Durchbruch des oberen Dammteiles (Kappsturz) führen. Die Deiche an größeren Flüssen sollten deshalb je nach ihrer Wichtigkeit und Lage 2,5 bis 4 m, die an kleineren Flüssen mit meist schneller verlaufenden Anschwellungen nicht unter 1,5 m Kronenbreite haben.

Den Angriffen des fließenden Wassers, des Wellenschlages und des Eises widersteht eine feste, gut unterhaltene Rasendecke auf 25 bis 30 cm Mutterboden bei einer Böschungsneigung von 1 : 3 im allgemeinen gut. Steiler dürfen Außenböschungen nur bei geschützt liegenden Deichstrecken und schwacher Strömung gewählt werden und auch dann, wenn möglich, nicht unter 1 : 2,5. Erlaubt die Lage des Deiches zum Ufer die Ausbildung einer so flach geneigten Böschung nicht, so muß an die Stelle der Rasenbekleidung ein Schutz durch ein Pflaster treten, das mit möglichst engen Fugen auf einer Kiesunterlage von etwa 30 cm Stärke versetzt wird. Mörtelpflaster ist unzweckmäßig, weil es doch nicht frei von Rissen bleibt und Ausspülungen, die sich bei einfachem Pflaster durch Einsinken einzelner Steine zu erkennen geben, nicht rechtzeitig bemerken läßt.

Bei hohen Dämmen bietet eine durchgehende Neigung der Außenböschung von 1 : 3 mit Rasenbefestigung keine genügende Sicherheit gegen Abrutschen der Decke mehr. Man hat dann wohl eine erhöhte Außenberme angeordnet, die aber besser durch eine flachere Neigung oder Pflasterung des unteren Böschungsteiles ersetzt wird.

Die Binnenböschungen der Winterdeiche dürfen, soweit nicht Rutschungen zu befürchten sind, besonders im oberen Teile steiler gehalten werden. Aber auch hier sollte man nach Möglichkeit nicht über eine Neigung von 1 : 2 hinausgehen.

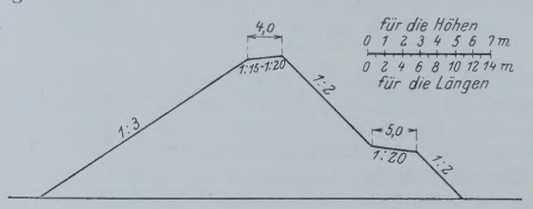


Abb. 1.

Der nach diesen Angaben ausgeführte Winterdeich hat dann bei größerer Höhe und gutem sandig-tonigen Boden etwa den in Abb. 1 dargestellten Regelquerschnitt, während bei weniger guter Deicherde ein Querschnitt nach Abb. 2 zu empfehlen ist.

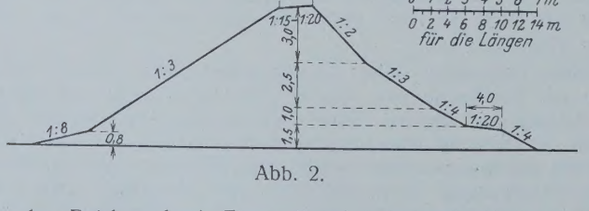


Abb. 2.

Die den Deichen durch Tiere aller Art drohenden Schäden dürfen hier nicht unerwähnt bleiben. In Frage kommen Mäuse, Maulwürfe, Ratten, besonders die von Böhmen mehr und mehr vordringende Bisamratte, und Kaninchen. Die tief in den Deich eindringenden und diesen häufig ganz durchziehenden Gänge dieser Nager schaffen bei Hochwasser unter Umständen durchgehende Wasseradern, die sich besonders bei leichteren Deichböden mit großer Schnelligkeit erweitern und zu gefährlichen Rutschungen und Kappstürzen führen, denen leicht ein völliger Bruch folgt. Auch verrottende pflanzliche Einschlüsse können die Deicherde lockern und zu Durchsickerungen Veranlassung geben. Eine regelmäßige Vertilgung der Schädlinge, eine sachgemäße Ausbesserung der Schäden und überhaupt eine sorgfältige dauernde Deichüberwachung wird aber jeder Gefahr vorbeugen können.

Weit schwerer kann die Gefährdung besonders älterer Deiche durch schlechten Untergrund sein. Die eingangs berührte Entstehung der Deiche hat es mit sich gebracht, daß moorige und weiche Bodenstellen ohne ausreichende Schutzmaßnahmen, zum Teil auch noch ohne deren Kenntnis, einfach überbaut worden sind. Bei hohem Außenwasser kann dann der Wasserdruck zu einem Aufsteigen des Geländes am inneren Deichfuß führen und ein plötzliches Herausbrechen der weichen Bodenmassen und einen Einsturz des Deiches zur Folge haben. In solchen Fällen ist durch die schleunige vorsichtige Belastung der aufsteigenden Fläche, zur Erzielung eines Gegendruckes, eine vorläufige Abhilfe zu schaffen. Eine endgültige Sicherung wird durch starke Verbreiterung des Deiches oder dadurch erreicht, daß der weiche Boden unter dem Deichkörper durch starke Überhöhung verdrängt wird. Die Ausführung einer Schürze aus undurchlässigem Boden unter dem Deichfuß ist bei älteren Deichen schwierig und unsicher. Bei Neuanlagen sind derartige Stellen möglichst zu umgehen, wobei zur Vermeidung einer Deicherweiterung der Bau eines geringer beanspruchten Leitdeiches auf der unsicheren Stelle erforderlich werden kann. Ist eine Umgehung schwierig, so ist der schlechte Boden soweit als möglich auszuheben und durch Einschütten guten schweren Bodens vom wasserseitigen Böschungsfuß beginnend zu verdrängen.

Bei stark durchlässigem Untergrund kann die Herabtreibung eines Tonkernes vorteilhaft sein, um das Dränge- (Kuver- oder Qualm-) Wasser zu vermindern. Bei Neuanlagen muß man diesen herabgeführten Kern mit der etwa vorgesehenen Dichtung des Dammes in Verbindung bringen.

Besonderer Aufmerksamkeit bedürfen beim Deichbau und der Deichunterhaltung die von früheren Deichbrüchen herrührenden Kolke. Liegen diese binnendeichs, so bedeuten sie eine Vergrößerung der Deichhöhe und erfordern eine Verstärkung des Querschnittes durch Vorlage einer Berme mit flacher Böschung oder ein sehr flaches Ausziehen des Dammfußes. Der Kolk selbst wird zweckmäßig mit einem kleinen Ringdeich (Quellkade) umschlossen, um hier, wo sich am leichtesten schwache Stellen infolge von Durchquellungen ausbilden, durch Ansteigenlassen des Wassers bis zur Kadenhöhe einen Gegendruck zu schaffen. Die Anlage einer solchen Quellkade ist auch bei auftretenden Durchsickerungen eins der besten Deichverteidigungsmittel.

Günstiger ist es, den Kolk außendeichs zu lassen, weil er hier allmählich verlandet. Bis zur Verlandung kann er aber, ebenso wie die Lage des Deiches unmittelbar am Strom (Schardeich), zu Unterspülungen und Rutschungen des wasserseitigen Dammfußes Anlaß geben. Schutz hiergegen bietet die Anlage eines Fußbankettes unter Sicherung des Ufers vor weiterem Abbruch mittels Packwerks, Sinkstücke und Buhnen.

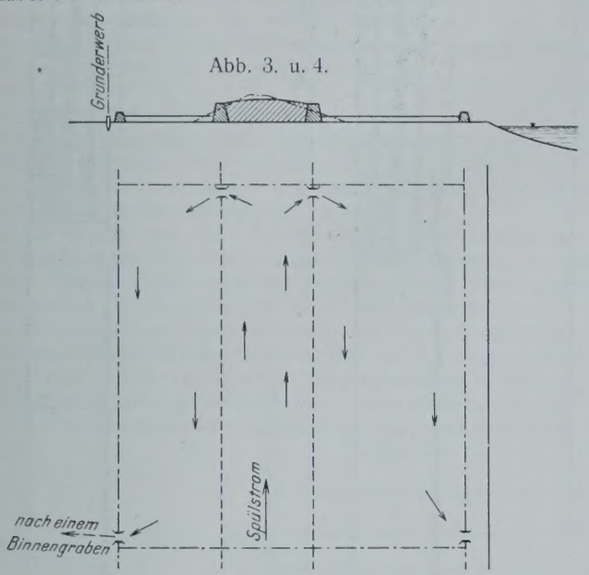
Die Gefahr einer Überströmung besteht für die Winter- oder Stromdeiche heute kaum noch, nachdem in jahrhundertelanger Erfahrung die größten möglichen Hochwasser und die der Strömung und dem Wellenschlage besonders ausgesetzten oder durch Eisversetzungen bedrohten Stellen bekanntgeworden und die Deichkronen durchweg ausreichend aufgehöht worden sind.

Bei den Sommerdeichen dagegen ist eine Überströmung möglich und zum Teil beabsichtigt. Durch die Anordnung einer flachen Binnenböschung (1 : 4 bis 1 : 6) kann der Gefahr des Bruches begegnet werden. Die flache Böschungsneigung erfordert aber große Bodenmassen, und man beschränkt sich deshalb vielfach darauf, einzelne Überlaufstrecken an hoch gelegenen Geländestellen mit sehr flacher (1 : 8 bis 1 : 12) Ablaufböschung und einer um 30 bis 40 cm niedrigeren Kronenhöhe vorzusehen oder besondere Einlaßbauwerke anzuordnen, denen an den tiefsten Stellen des stromabgelegenen Polderteiles meist selbsttätige Auslaßbauwerke entsprechen. Der Deich selbst wird dann schwächer gehalten werden dürfen, sollte aber außen auch nicht steiler als 1 : 3 und innen höchstens 1 : 2 geneigt sein. Diese Ersparnis kann allerdings, wie oben erwähnt, unter ungünstigen Umständen dann zu einem Bruche führen, wenn der betreffende Polder bei eintretendem Hochwasser nicht rechtzeitig gefüllt ist und das auf der steilen Rückenfläche des Deiches abstürzende, überströmende Wasser diese ausspült. Da der Polder auch ohne diesen Deichbruch überflutet wäre, bringt er in der Regel keine wesentliche Erhöhung des angerichteten Schadens mit sich, so daß sich die höheren Ausgaben für eine flachere und standsichere Binnenböschung auf die ganze Sommerdeichlänge meist nicht lohnen.

Bei den in neuerer Zeit ausgeführten Sommerbedeichungen, z. B. bei den in Verbindung mit der Regulierung der unteren Oder vorgenommenen großen Einpolderungen, sind deshalb in der Regel Ein- und Auslaßbauwerke angeordnet worden, die im Sommer verschlossen gehalten werden, deren Krone mit den verstärkten Deichanschlüssen aber völlig hochwasserfrei ist und eine Bedienung der Verschlüsse auch noch bei eingetretenem Hochwasser erlaubt.

Auch beim Bau der Sommerdeiche dürfen trotz ihrer geringeren Bedeutung und Beanspruchung die auf Grund langjähriger Erfahrungen erprobten Vorsichtsmaßregeln nicht außer acht gelassen werden. Das schließt nicht aus, daß am gegebenen Platze auch die modernen Hilfsmittel des Erdbaues zur Anwendung kommen, von denen hier nur das Spülverfahren erwähnt sei, das im großen Umfange bei den erwähnten Sommerdeichbauten an der unteren Oder Verwendung gefunden hat. Die Eigenart und Zweckmäßigkeit des hier bewährten Verfahrens verlohnt, kurz dabei zu verweilen:

Abb. 3. u. 4.



Zur Dammschüttung stand ein Baggergut zur Verfügung, das in der Hauptsache aus Sand, zum kleineren Teil aus tonigem Schlick in inniger Mischung bestand und das an sich keine ausreichend dichten Dämme ergeben haben würde. Das Spülverfahren bot die Möglichkeit einer Trennung der Bodenarten. Dazu wurde die Deichbaustelle durch vier gleichlaufende Spülwälle eingefaßt, die aus dem abgestochenen Rasen errichtet wurden. Die inneren höheren Wälle grenzten den Sandkörper des Deiches ein, die äußeren niedrigeren wurden, je nach der Vorlandbreite und der des Grunderwerbes, in größeren Abständen von den inneren errichtet (Abb. 3). Die Spülwälle wurden in unregelmäßigen Abständen — je nach der Geländehöhe, bei ebenem Gelände oft mehrere 100 m — durch Querwälle verbunden, vor denen die inneren Längswälle durchbrochen waren. Der Spülstrom des Schutensaugers wurde, an dem einen Ende beginnend, zwischen die inneren Wälle geleitet und vorgetrieben (Abb. 4), setzte hier in dem engen Querschnitt den schwereren Sand ab, floß durch die seitlichen Öffnungen in die durch die niedrigeren Spülwälle begrenzten größeren Flächen und hier zurück bis zu geeigneten Auslaßstellen, wobei in dem großen Querschnitt die feineren Schlick- und Tonteilchen zum Absetzen kamen. Nach dem Trocknen wurde aus der festgelagerten Sandaufschüttung der Deichkern geformt, der auf den äußeren Flächen abgesetzte tonhaltige Boden abgestochen, angedeckt und mit Rasensoden belegt, bezw. angesät.

Eine Längsförderung des Deckbodens war bei unregelmäßiger Geländehöhe nicht ganz zu vermeiden, hielt sich aber in mäßigen Grenzen. Auch die Durchbauung von kleineren Schlenken und Moorstellen im Spülverfahren gelang zum Teil sehr gut, da eine völlige Verdrängung der weichen Bodenmassen durch den schweren Spülsand meist erzielt wurde.

Die außerordentlich feste und dichte Lagerung des gespülten Sandes würde es unter günstigen Verhältnissen gestatten, auch die Körper von Winterdeichen auf diese Weise herzustellen, wobei als Dichtung natürlich nur eine Bekleidung der Wasserseite mit geeignetem Boden in Frage kommen kann. Für die Verstärkung von Stromdeichen ist das Verfahren an der Oder bereits mit gutem Erfolge angewendet worden. In der Regel werden für hoch beanspruchte und wichtige Bauwerke aber nach wie vor die bewährten älteren Bauweisen und Schutzmaßnahmen vorzuziehen sein, die zum Teil schon geschildert sind und hier noch durch folgende Angaben ergänzt werden mögen:

Sorgfältigste Auswahl der zur Verwendung kommenden Bodenarten. Einbau in dünnen, höchstens 30 cm starken Lagen, die nach der Wasserseite zu geneigt oder nach oben gewölbt zu schütten sind, damit auch bei starken Setzungen keine muldenartigen Vertiefungen entstehen, in denen sich Sickerwasser ansammeln und zu plötzlichen Ausbrüchen führen kann. Festes Einstampfen, Einschlämmen oder Einwalzen, zu dem am besten Motorwalzen Verwendung finden. Gute Vorbereitung des Deichuntergrundes durch Beseitigung alles Strauch- und Wurzelwerkes und Aufrauhung durch Pflügen nach dem Abziehen einer etwa vorhandenen guten Rasendecke zu deren Wiederverwendung als Böschungssicherung. Sorgfältige Bekleidung der Außenböschung und des unteren Teiles der Innenböschung mit frisch gestochenen, dicht und im Verband gesetzten festgeschlagenen Rasensoden unter gutem Anschluß der Decke an den Rasen des Vorlandes (Keilspitt). Und vor allen Dingen dauernde und sorgsame Überwachung aller Anlagen durch geschultes, zuverlässiges Personal und regelmäßige Deichschauen.

Wird hiernach verfahren und wird die ständige Verbesserung der bestehenden, zum Teil sehr alten Deichanlagen trotz der dazu aufzuwendenden großen Geldmittel nicht aus dem Auge verloren, so werden die heute in Deutschland schon zu den größten Seltenheiten gehörenden wirklichen Deichbrüche in Zukunft so gut wie ausgeschlossen sein. Überströmungen von Sommerdeichen infolge außergewöhnlicher Witterungserscheinungen werden sich allerdings nie vermeiden lassen, solange diese nicht alle zu Winterdeichen ausgebaut sind. Es darf erwartet werden, daß die in Frage kommenden Verwaltungsstellen im Verein mit den beteiligten Deichverbänden prüfen, wieweit das möglich und mit vertretbaren Mitteln durchführbar ist, damit auch seltene Naturereignisse, wie die diesjährigen, möglichst ohne Schaden verlaufen.

Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 43.)

5. Entwurf: „E pluribus unum." Verfasser: Studierende der Königl. Technischen Hochschule in Stockholm unter Leitung des Professors Linton.

Die Lage der Brücke über dem Hafen und die Linienführung der Rampen auf der Seelandseite (Abb. 32) entsprechen dem Vorschlage des Stadtingenieurs (Abb. 1). Für die Verbindung der Hochbrücke mit den Straßen auf der Amagerseite sind zwei Vorschläge unterbreitet worden. Bei dem einen dieser Vorschläge wird eine lange Rampe in der Richtung der Achse der Hochbrücke über dem Hafen von dieser Brücke bis zum Gelände geführt, bei dem anderen endet die Brückenverbindung auf der Amagerseite in einer Spiralrampe, die um eine runde, siebenstöckige Autogarage herumgeführt wird (Abb. 32 u. 33).

Das Eisenbahngelände wird in drei Öffnungen von rd. 60 m Lichtweite überbrückt. Die Überbauten sind eiserne, mit Vollwandträgern versteifte Stabbogen (Abb. 33). Die Versteifungsträger ragen bis zur Oberkante des Geländers über die Fahrbahn hinaus. Die Rampe zwischen dem Eisenbahngelände und der Hochbrücke besteht in der Hauptsache aus Eisenbetonbogen. Die von der Hauptrampe bis zum Gelände hinabführenden Nebenrampen auf der Seelandseite (Abb. 32) werden von Eisenbetonbalken, die auf schmalen Eisenbetonpfeilern ruhen, getragen. Diese Ausbildung des Brückenteiles zwischen dem Straßenkreuze *A* bei Dybbölsgade (Abb. 1) und der Hochbrücke ist bei den verschiedenen Vorschlägen die gleiche. Für die Überbrückung des Hafens sind zwei Vorschläge gemacht. Bei dem einen der beiden Vorschläge liegt in der Mitte eine eiserne, zweiflügelige Klappbrücke mit vollwandigen Hauptträgern (Abb. 33). Zu beiden Seiten der Klappbrücke ist je eine Öffnung von rd. 86 m Lichtweite angeordnet, die von versteiften Stabbogen überbrückt werden. Die Versteifungsträger sind vollwandig und liegen ebenso wie die Hauptträger der Klappbrücke ganz unter der Fahrbahn. Bei dem anderen Vorschlage ist als beweglicher Brückenteil eine Hubbrücke vorgesehen (Abb. 34). Die beiden Hubtürme sind in ganzer Höhe aus Mauerwerk gedacht und oben durch einen eisernen Riegel verbunden, der von der Kette der angrenzenden Hängeträger durchdrungen wird. Diese überspannen je eine Öffnung von rd. 96 m Lichtweite. Die Versteifungsbalken der Hängeträger sind vollwandig und liegen ebenso wie die vollwandigen Hauptträger der Hubbrücke unter der Fahrbahn. Die Verankerung der Kette, die als Augenstabkette mit senkrecht stehenden Gliedern ausgebildet ist, ist in Abb. 35 dargestellt. Aus dieser Abbildung ist auch die Ausbildung der anschließenden Eisenbetonbogen zu ersehen. Die spiralförmige Rampenanlage auf der Amagerseite halten die Verfasser in städtebaulicher und wirtschaftlicher Hinsicht für besser und vom ästhetischen Standpunkte für günstiger als eine gerade, 740 m lange Rampe. Auch vom verkehrstechnischen Standpunkte glauben die Verfasser keine Einwände befürchten zu müssen, weil die Spiralen der verschiedenen Verkehrsbahnen

große Halbmesser und geringe Steigungen haben. Radfahrer und Fußgänger benutzen die Spiralrampe nicht; für sie sind kurz vor der Spiralrampe auf beiden Seiten des Verkehrsweges Aufzüge vorgesehen. Der Fahrdamm für die Straßenbahnen ist in die Mitte gelegt (Abb. 36); er ist 7,25 m breit und wird mit einer Steigung von 1 : 50 in $3^1/_2$ Windungen von der 21 m über Gelände liegenden Hochbrücke zum Gelände geführt. Der Halbmesser des inneren Schienenstranges mißt 50 m. Zu beiden Seiten der Straßenbahn ist je ein 6 m breiter Verkehrsweg für den Fuhrwerkverkehr vorgesehen (Abb. 36). Der äußere Fahrdamm, der der Auffahrt zur Hochbrücke dient, hat eine Steigung von 1 : 26,5, der innere, der der Abfahrt von der Hochbrücke dient, hat eine Steigung von 1 : 20,2. Beide überwinden in $1^1/_2$ Windungen den Höhenunterschied von der Hochbrücke zum Gelände. Die Brückenbahnen

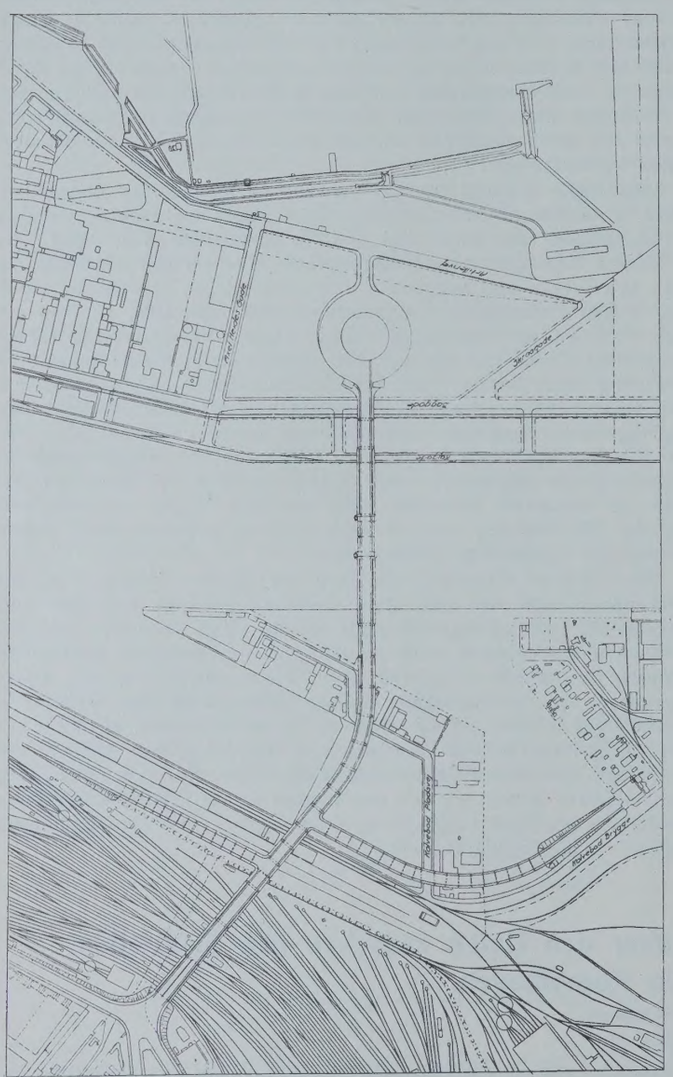


Abb. 32. Lageplan.

werden von radial angeordneten Pfeilerreihen getragen. Die Kraftwagen, die von der Hochbrücke kommen und in die Garage fahren wollen, benutzen den inneren Fahrdamm für den Fuhrwerkverkehr. Für Kraftwagen, die von unten kommen und die Garage benutzen wollen, und für Kraftwagen, die aus der Garage auf die Hochbrücke fahren, ist ein besonderer 4 m breiter, sich unmittelbar an die Garage anschließender Fahrdamm vorgesehen (Abb. 36). Jedes Stockwerk der Garage hat eine Aus- und Einfahrt. Der Kraftwagenverkehr überwindet in $1^1/_2$ Windungen den Höhenunterschied; daraus folgt, daß die Ein- und Ausfahrten der verschiedenen Stockwerke um 90° gegeneinander versetzt sind. Der Grundriß jedes Stockwerkes ist gegen den Grundriß des unter und über ihm liegenden um 90° versetzt. Die innerhalb der Umfassungswände die Decken tragenden Pfeiler (Abb. 36) gehen durch alle Stockwerke durch und sind in fünf konzentrischen Kreisen angeordnet. Zwischen der — von außen gerechnet — ersten und zweiten und weiter zwischen der dritten und vierten Säulenreihe sind die Einstellräume für die Kraftwagen vorgesehen. Zwischen der Umfassungswand und der ersten Säulenreihe, weiter zwischen der zweiten und dritten Säulenreihe und schließlich zwischen der vierten und fünften Säulenreihe sind 6 und 7 m breite Fahrbahnen angeordnet. Innerhalb der Garage fahren alle Kraftwagen in der

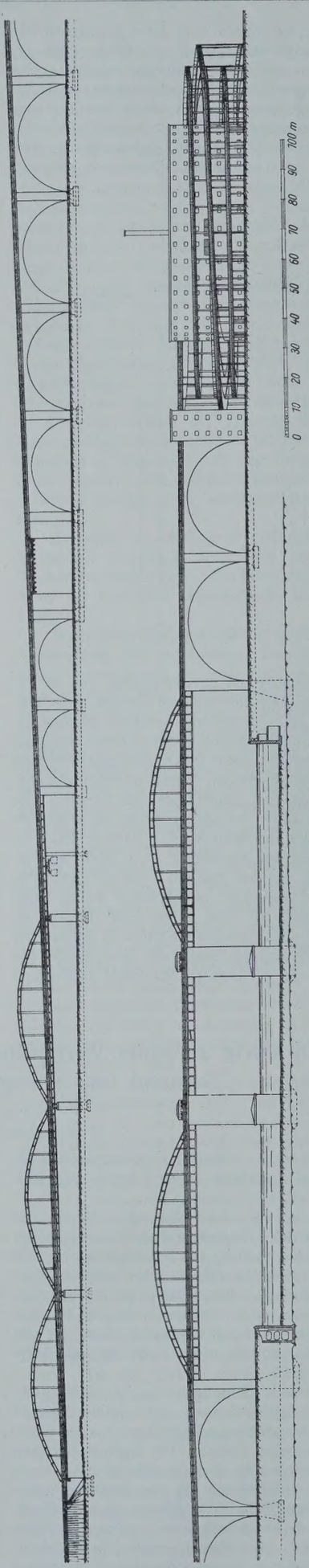


Abb. 33. Ansicht der ganzen Brückenverbindung nach dem Vorschlage IIa.

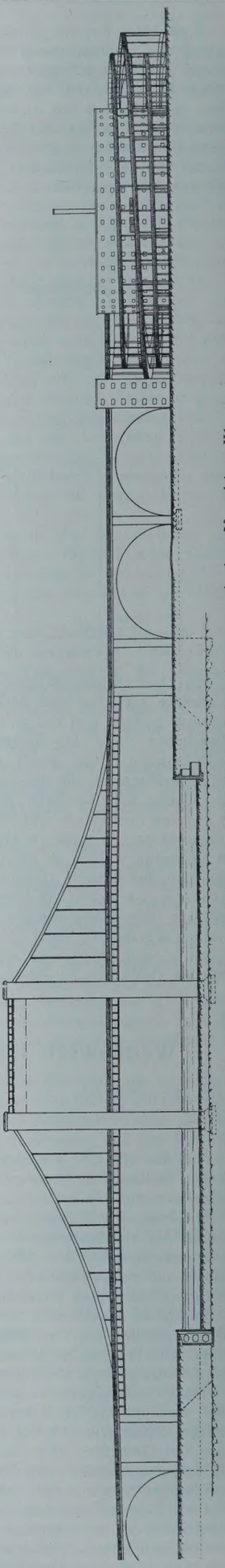


Abb. 34. Ansicht der Brücke über dem Hafen und der Spiralrampe nach dem Vorschlage IIb.

gleichen Richtung. Die Einfahrt in die Einstellräume findet von dem äußeren Umfahrweg und die Ausfahrt aus den Einstellräumen zum inneren Umfahrweg statt, so daß innerhalb der Garage jedes Rückwärtsfahren und jede Kreuzung des Verkehrs vermieden wird. Die Fahrwege sind so breit, daß die Kraftwagen sich überholen können. Die Trennungswände der einzelnen Einstellräume verlaufen nicht radial, sondern etwas schräg zum Halbmesser, und zwar so, daß sie mit der Bewegungsrichtung einen spitzen Winkel bilden. Auf diese Weise wird die Ein- und Ausfahrt sehr erleichtert.

Die Kosten des Garagenbaues sind auf 2 200 000 Kr. veranschlagt. Dies Baukapital wird nach den Berechnungen der Verfasser aus den Einnahmen mit 10 % verzinst. Die Kosten für die lange, gerade in der Richtung der Hochbrücke verlaufende Rampe sind auf 7 350 000 Kr., die der Spiralrampe ohne Garage auf 4 480 000 Kr., also auf 2 870 000 Kr. weniger veranschlagt. Die ganze Brückenanlage wird bei Ausführung der Spiralrampe ohne den Garagenbau ein Baukapital von rd. 13 Mill. Kr. erfordern.

Der Entwurf „E pluribus unum“ stellt, wenn er auch die Durcharbeitung mancher Einzelheiten vermissen läßt und in der Spiralrampe für den Fuhrwerkverkehr eine zu starke Steigung vorsieht, in brückenbautechnischer, ästhetischer, städtebaulicher und verkehrstechnischer Hinsicht eine beachtenswerte Leistung dar und zeugt von dem guten, frischen und wagemutigen Geiste der Studierenden der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule in Stockholm. Die schwedischen Ingenieure können auf solchen Nachwuchs stolz sein. Wir beglückwünschen die an dem Entwurf beteiligten Studierenden und ihren Berater, Herrn Professor Linton, zu ihrer Arbeit. Sie sollte nach den Angaben des Herrn Professor Linton weniger den eigentlichen Zwecken des Wettbewerbes dienen als dazu, bei den Studierenden das Interesse und das Verständnis für große, wichtige Bau- und Verkehrsaufgaben wachzurufen. Dieses Ziel ist ohne Zweifel erreicht worden.

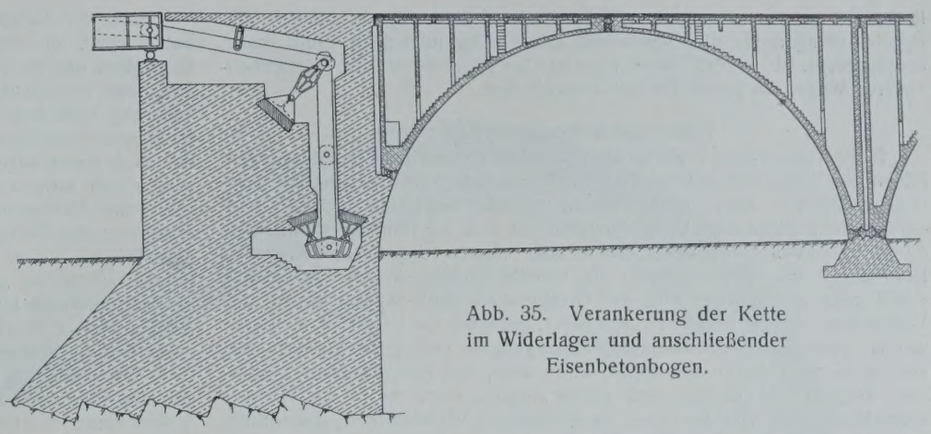


Abb. 35. Verankerung der Kette im Widerlager und anschließender Eisenbetonbogen.

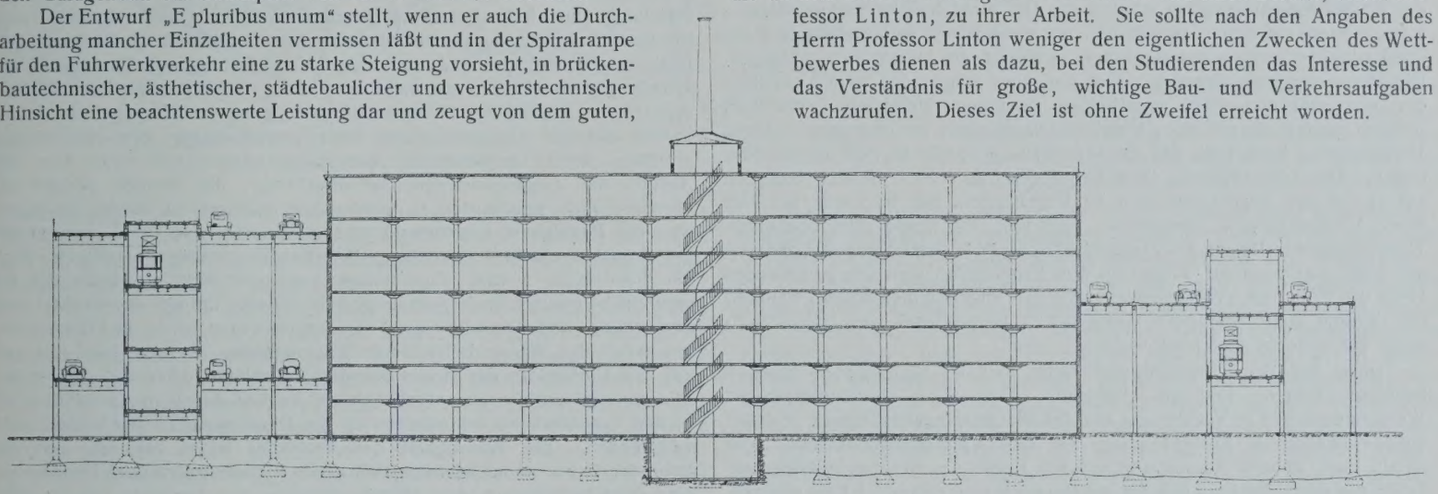


Abb. 36. Schnitt durch die Garage und die Spiralrampe.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bestimmung von Flußbettveränderungen.

Von **F. Düll,** Regierungsbaurat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Ein größerer Flußlauf beeinflußt das geographische Gebiet, das er durchfließt, in so mannigfaltiger Weise, daß sein Verhalten das Wohl und Wehe nicht nur seiner unmittelbaren Anlieger, sondern weitester Kreise bedeuten kann. Durch Veränderung der Lage seines Wasserspiegels nach oben oder nach unten können einst fruchtbare Ländereien bis tief ins Land hinein vollständig entwertet werden, und umgekehrt kann aus Niederungen, die, jahrhundertelang mit Sümpfen, nassen Wiesen und Auen bedeckt, einer höheren Bewirtschaftung unzugänglich waren und Krankheitsgefahren für die Umgebung in sich bargen, in wenigen Jahren ein blühendes und gesundes Land entstehen. Daß die Schiffahrt noch unmittelbarer die Gewalt des Flusses zu spüren bekommt, ist selbstverständlich. Der stete Wandel, dem wie alles in der Natur, so auch der natürliche Flußlauf unterworfen ist, mußte daher schon in frühesten Zeiten die allgemeine Aufmerksamkeit auf sich lenken. Die Beobachtung der Wasserspiegeländerungen und die Frage nach ihren oft unrichtig beurteilten Ursachen beschäftigte wohl auch früher schon die Wissenschaft, erklärlicherweise aber weit stärker die nächsten Interessenten. Und doch hat es sehr lange gedauert, bis die Beobachtungsverfahren so vervollkommnet waren, und bis durch die wissenschaftliche Forschung die ursächlichen Zusammenhänge so weit aufgedeckt waren, daß ein einigermaßen klares Bild von Ursache und Wirkung entstehen konnte. Noch heute bietet das Studium des korrigierten wie des unkorrigierten Flußlaufes eine ganze Reihe von Problemen, deren Lösung wissenschaftlich von hohem Werte ist und deren Lösung zugleich auch unter den Forderungen der Praxis in erster Reihe steht. Es ist hier besonders an die Frage der Hochwasser- und Geschiebeabfuhr gedacht, die heute im Hinblick auf die weitgehende Ausnutzung mancher Flüsse durch Landwirtschaft, Schiffahrt und Kraftgewinnung gegen früher an Bedeutung sehr gewonnen hat.

Wenn diesen Fragen so schwer beizukommen ist, so liegt dies hauptsächlich daran, daß für menschliche Begriffe die großen Naturvorgänge sich doch nur sehr langsam abwickeln, und daß es schon einer sehr langen Beobachtungsreihe bedarf, um sich von den „Zufälligkeiten“ frei machen zu können. Unter Zufällen sind hier Ereignisse zu verstehen, deren Wiederkehr nicht regelmäßig ist, sondern deren Eintreten an eine Verkettung von Umständen gebunden ist, die außerhalb einer einfachen Gesetzmäßigkeit liegt. Ist nun die Forderung nach lange dauernden Beobachtungen an sich schon nicht leicht zu erfüllen, so ist es erst recht schwierig, bei langen Beobachtungsreihen ein richtiges und gleichwertiges Material zu erhalten. Es ist eben kaum möglich, Beobachtungen vollständig und einwandfrei auszuführen und zu sammeln, wenn nicht zugleich die tieferen Ursachen der Erscheinungen, die beobachtet werden sollen, klar erkannt sind. Es müssen sich also mit dem Fortschreiten der Erkenntnis auch die Beobachtungsverfahren verbessern und verdichten, dabei rückwirkend wieder die Lösung des Problems schrittweise fördernd. Es dürfte daher nicht müßig sein, sich die Verfahren, die zur Erforschung der Flußbettveränderungen angewandt werden, im Zusammenhange zu betrachten und zu untersuchen, was aus ihnen herauszuholen ist.

Pegelbeobachtungen.

Die einfachste Beobachtung ist die der Wasserspiegelhöhenlage mittels des Lattenpegels, die an schiffbaren Flüssen sehr weit zurückgeht.

Die Pegelablesungen waren lange Zeit die einzige Grundlage, auf der Schlußfolgerungen über Veränderungen des Flußbettes fußten. Man berechnete für gewisse Zeiträume die mittleren Wasserstände und glaubte, daß die Veränderungen, die diese Mittel im Laufe der Zeit erfuhren, auch einen Maßstab für die Veränderungen der Höhenlage des Flußbettes abgäben. Die allmähliche Erforschung des fließenden Wasserlaufes brachte aber die Erkenntnis, daß die Pegelablesungen noch von einer großen Zahl anderer Faktoren beeinflußt sind und nur unter ganz bestimmten Voraussetzungen, und auch dann nur schätzungsweise, solche Schlüsse erlauben. Ein näheres Eingehen auf die Abhängigkeiten der Pegelablesungen würde viel des Interessanten bieten, muß hier aber mit

Rücksicht auf den verfügbaren Raum unterbleiben. Heute pflegen die Pegelablesungen für die Beurteilung der Flußbetthöhenlage kaum mehr herangezogen zu werden, denn man hat im allgemeinen die Möglichkeit anderer Wege, die jeden Zweifel ausschließen.

Wasserspiegelfestlegungen.

Einen bedeutenden Fortschritt gegenüber den einfachen Pegelablesungen bilden die Wasserspiegelfestlegungen (Wasserspiegelfixierungen) auf eine längere Strecke. Diese sind möglich, wo die der Flußregulierung und -unterhaltung dienenden Längeneinteilungen und die Höhenbestimmungen durch Feinnivellement durchgeführt sind. Durch die Bestimmung der Höhenlage des Wasserspiegels in verhältnismäßig kurzen Abständen erhält man ein genaues Bild der Gefällverhältnisse; da sich in ihm die Verhältnisse an der Flußsohle „spiegeln", gestattet ein Vergleich mehrerer zeitlich verschiedener Wasserspiegelfestlegungen auch gute Rückschlüsse auf die Veränderungen der Sohle, wenn auch, wie gleich gezeigt werden soll, Trugschlüsse immer noch leicht möglich sind, da ja die Wasserspiegelfestlegung von der stets verschiedenen Wasserführung beeinflußt ist. Als Zeitpunkt für eine der Beurteilung der Sohlenveränderung dienende Wasserspiegelfestlegung wählt man bekanntlich einen Beharrungszustand der Wasserführung; ein solcher ist meist nur während der Niederwasserperiode so lange anhaltend, daß die Vorbereitung und Durchführung der Wasserspiegelfestlegung möglich ist. Die Wahl der allgemeinen Niederwasserperiode ist ferner da geboten, wo Nebenflüsse einmünden, da diese sonst zu leicht unvermutete Störungen während der Durchführung bringen. Die Wasserspiegelfestlegungen sind nun aber wegen der Verschiedenheit der Wasserführung nicht unmittelbar zu einem Vergleich verwertbar, sondern sie müssen auf einen Vergleichswasserstand zurückgeführt werden. Vorbedingung hierfür ist, daß die Wasserspiegel nicht zu weit auseinander liegen. Die Zurückführung (Reduktion) geschah früher vielfach lediglich auf Grund der Pegelablesungen an Pegelstellen, die im Laufe der Zeit keine Veränderungen aufzuweisen schienen. Es wurde eine bestimmte Wasserspiegelfestlegung als Vergleichsgrundlage bestimmt und alle anderen auf diese zurückgeführt, indem an den Pegelstellen statt der gemessenen Höhe die Höhe des Vergleichswasserspiegels angenommen wurde, während die übrigen aufgenommenen Wasserhöhen proportional von einer Pegelstelle zur anderen verändert wurden.

Diese Art der Zurückführung kann aber zu vollkommen falschen Schlüssen führen. Erst die allgemeine Anwendung der unmittelbaren Wassermessungen in Verbindung mit der Wasserspiegelfestlegung gestattet eine einwandfreie Zurückführung auf den Vergleichswasserstand und damit eine sichere Auswertung für die Frage der Flußbettveränderung. Denn nur durch Bestimmung der jeweiligen Wasserführung ist es möglich, die verschiedenen Ursachen der Wasserspiegelveränderungen auseinanderzuhalten. Die Höhenlage des Wasserspiegels wird bekanntlich durch vier Faktoren bestimmt, nämlich durch die absolute abfließende Wassermenge selbst, dann durch das vorhandene Gefälle, die Rauhigkeit und die Profilform. Die Änderung eines einzigen dieser Faktoren bedingt eine Änderung der Wasserspiegelhöhenlage, ohne daß die Höhenlage des Flußbettes selbst sich geändert hätte. Es wird daher beim Vergleich verschiedener Wasserspiegelfestlegungen nachzuforschen sein, ob sich diese Faktoren geändert haben und wie sich ihre Änderung auswirkt, wenn das Vorhandensein einer Sohlenänderung und deren zahlenmäßige Größe nachgewiesen werden soll.

Die Bestimmung der jeweiligen Abflußmenge und die Zurückführung auf eine Vergleichswassermenge wird für bestimmte Stellen des Flusses durch die sogenannte Schlüsselkurve ermöglicht, die die Beziehung zwischen Pegelstand und Abflußwassermenge darstellt. So einfach nun theoretisch die Sache ist, so stellen sich doch der Gewinnung einer guten Schlüsselkurve praktisch oft große Schwierigkeiten entgegen, wie der Kundige weiß; denn es dürfen nur an solchen Pegelstellen, wo das Flußbett geringen oder langsamen Änderungen unterworfen ist, die Werte einzelner Wassermessungen bei verschieden hohen Ständen zur Schlüsselkurve zusammengeschlossen werden. Dabei ist eine dauernde Nachprüfung der Schlüsselkurve unerläßlich, besonders an geschiebeführenden Flüssen, wo jedes Hochwasser Veränderungen des Profils verursachen kann, so daß sogar Messungen innerhalb des gleichen Jahres oft nicht zu einer Kurve vereinigt werden dürfen. Jedenfalls sollte nach Möglichkeit jede Wasserspiegelfestlegung zu einer Wassermessung Veranlassung geben, um die abgeflossene Wassermenge einwandfrei zu haben. Für die Punkte der Wasserspiegelfestlegung, die zwischen den als maßgebend erkannten Pegelstellen liegen und bei denen die Breiten- und Gefällverhältnisse wesentlich anders sind, muß die Zurückführung auf die Vergleichswasserführung durch Berechnung mit irgend einer der bekannten Abflußformeln geschehen. Es kommt dabei nicht sehr auf die unbedingte Richtigkeit der gewählten Formel an, weil die Wasserspiegel sowieso nicht sehr weit auseinander liegen sollen und ferner die Erfahrungswerte der Formel aus der zur Wasserspiegelfestlegung gehörigen bekannten Wassermenge abgeleitet werden können.

Nach der Zurückführung auf die Vergleichswassermenge ist noch zu untersuchen, wie weit die übrigen genannten Faktoren, das Gefälle, die Rauhigkeit und die Profilform, auf den Wasserstand einwirken, bevor man aus einer verschiedenen Einstellung des Wasserstandes auf eine Sohlenänderung schließen darf. Das Wasserspiegelgefälle kann sich aus verschiedenen Ursachen ändern, ohne daß die Höhenlage der Flußsohle an der zu betrachtenden Stelle selbst sich ändert. Eine Fahrwasserverbesserung durch örtliche Baggerungen unterhalb z. B. macht sich noch bei ziemlicher Entfernung durch Absenkung des Wasserspiegels und Vergrößerung des Fließgefälles bemerkbar, eine Auflandung wieder wirkt im umgekehrten Sinne. Ebenso wirken künstliche Einbauten, wobei nicht einmal an Wehre gedacht zu werden braucht, deren Stau- und Absenkungswirkung mit dem bloßen Auge ohne weiteres bemerkbar ist. Nun bewirkt z. B. eine Vergrößerung des Wasserspiegelgefälles eine Vergrößerung der Wassergeschwindigkeit und damit bei gleicher Wassermenge eine Absenkung des Wasserspiegels. Es muß also in diesem Falle nicht auf eine Eintiefung der Flußsohle geschlossen werden, wenn bei gleicher Wassermenge der Pegelstand gegen früher sich niedriger einstellt.

Ebenso wie dem Gefälle kann auch den übrigen genannten Faktoren, Rauhigkeit und Profilform, große Wichtigkeit zukommen. Die Rauhigkeit kann durch Uferschutzbauten oder durch Veränderungen an ihnen eine nicht unwesentliche Änderung erfahren, sei es nun, daß eine zuerst rauhe Böschung durch Betonabdeckung geschützt wird, oder daß umgekehrt eine frische Berauhwehrung allmählich auswächst. Bei den Niederwasserspiegelfestlegungen freilich wird sich eine Veränderung der Rauhigkeit der Wandungen im allgemeinen nicht auswirken, da bei den niederen Wasserständen der Einfluß der Seitenwandungen gering ist. Dagegen ist dieser Faktor bei den Untersuchungen über Veränderungen des Hochwasserabflusses wohl zu beachten. Besonders unvermittelt wirkt hier der Abtrieb der ausgewachsenen Berauhwehrung; die Weiden pflegen oft jahrelang nicht geschnitten zu werden und wachsen zu dichten Faschinen aus, die Rauhigkeit vergrößernd und gleichzeitig das Profil verengernd, bis einmal zu einem Wasserbau größere Faschinenmengen benötigt werden. Die Uferbüsche werden abgeschlagen, und plötzlich ist wieder die ursprüngliche geringe Rauhigkeit hergestellt. Diese Einflüsse der wechselnden Bestockung sind besonders groß in Doppelprofilen, d. h. in Flußprofilen, bei denen das Wasser bei höheren Wasserständen über die Ufer tritt und auf den Vorländern der Hochwasserdämme abläuft. Hier ändert sich der Pflanzenwuchs nicht nur allmählich im Verlauf der Jahre, sondern auch in den verschiedenen Jahreszeiten ist die Durchlässigkeit der Vorlandauen verschieden. Die Wichtigkeit der Vorländer ist ja erkannt, und die Behörden haben an hochwassergefährlichen Flüssen gesetzliche Handhaben, eine Beeinträchtigung des Abflußvermögens der Vorländer durch willkürliche Einbauten sicherzustellen, aber eine stets gleichmäßige Rauhigkeit des Vorlandes läßt sich nicht erzielen. Auch in anderer Weise können die Jahreszeiten auf den Hochwasserablauf einwirken. So hat im Jahre 1924 ein großes Donauhochwasser, das in die Erntezeit fiel, die Getreidegarben von den Feldern abgeschwemmt, diese haben sich in den bewachsenen Vorlandauen verfangen und sie fast zur Unwirksamkeit gebracht. Bekannt ist ja die außerordentliche Einwirkung des Eisstoßes, der bei Stauungen den Wasserspiegel um Meter heben und so furchtbare Katastrophen hervorrufen kann, ohne daß die Wassermengen besonders große zu sein brauchen. Es kann daher bei gleichen Hochwassermengen der Wasserspiegel sich verschieden hoch einstellen, obwohl das Flußbett selbst gar keine Veränderung erfahren hat. Nun gibt aber vielfach gerade die Höhe eines Hochwassers den Anstoß zur Untersuchung, ob sich das Flußbett verändert hat, und die geschädigten Anlieger sind geneigt, in erster Linie flußbauliche Maßnahmen verantwortlich zu machen und aus einer ungewöhnlichen Einstellung des Hochwasserspiegels auf eine Veränderung in der Höhenlage des Flußbettes zu schließen. Erschwerend für die erforderlichen Untersuchungen ist dabei, daß die Hochwassermengen selbst selten einwandfrei bestimmt werden können, und doch würde gerade die Kenntnis der abgeflossenen Höchstwassermenge in erster Linie zur Aufklärung beitragen. Wenn nachgewiesen werden kann, daß die Katastrophenwassermenge über das bekannte Maß hinausging, so sind die abnormen Schädigungen eben zuerst auf diese und nicht auf andere Gründe zurückzuführen. Aber die vom Niederwasser bis zum Mittelwasser für die Deutung der Flußverhältnisse so nützliche Schlüsselkurve versagt meist in ihrem oberen Ast. Denn es ist sehr schwierig und auch kostspielig, die Hochwasserabflußmenge durch eine Vollmessung zu bestimmen; dazu kommt noch, daß bei geschiebeführenden Flüssen gerade bei Hochwasser die Sohle dauernd stark in Bewegung ist, wodurch auch die Vollmessung sehr unsicher werden kann. Eine Schwimmermessung aber ergibt nicht viel mehr als eine gute Schätzung, und mit der Berechnung der Abflußmenge ist noch viel weniger anzufangen, da die Bestimmung der hierzu erforderlichen Größen, wie Gefälle im Flußschlauch, Profil und Rauhigkeit, kaum genau genug möglich ist. Man muß daher oft die Niederschlagsverhältnisse selbst untersuchen und vergleichen, um nachweisen zu können, daß die Vergrößerung der Abflußwassermenge die Ursache für eine in ihrem Ausmaße bisher nicht bekannte Katastrophe war. Wieweit eine

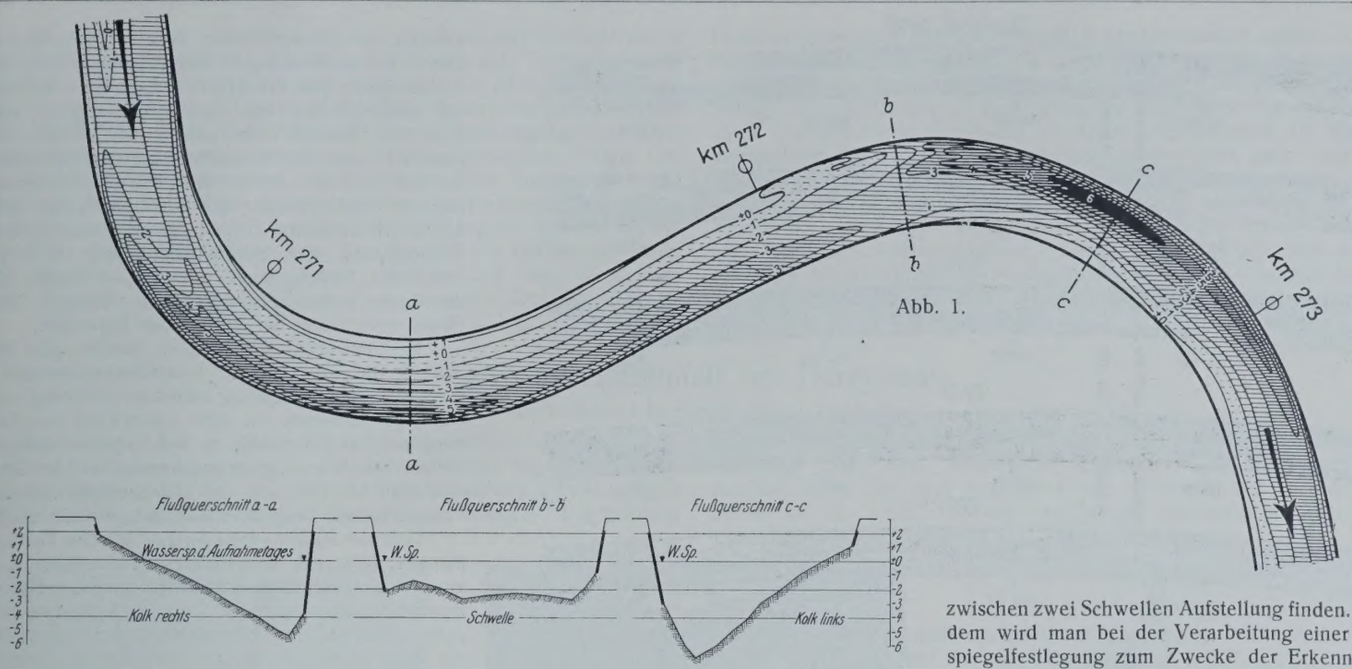


Abb. 1.

Abb. 2. Querschnittswechsel im regelmäßigen Flußlauf mit beweglicher Sohle. Donauquerschnitte zwischen km 271 u. 273.

Veränderung des Flußbettes selbst daran beteiligt war, kann aus dem Hochwasserspiegel überhaupt nicht gefolgert werden, sondern nur durch den Vergleich von Niederwasserfestlegungen mit den oben besprochenen Einschränkungen Beantwortung finden.

Der letzte, die Wasserspiegelhöhe beeinflussende Faktor, die Profilform, ist hinsichtlich der Ausdehnung seiner Wirkung zwar nicht so bedeutend wie Gefälle und Rauhigkeit, ist aber zur Erklärung mancher örtlichen Erscheinungen wohl zu beachten, zumal gerade die Niederwasserhöhe von der Profilform stark abhängt. Die charakteristische Erscheinung an Flüssen mit beweglicher Sohle ist bekanntlich der Wechsel zwischen „Kolk“ und „Schwelle“, an schiffbaren Flüssen auch „Waag“ und „Furt“ genannt; in den Krümmungen des Stromstriches weist der Fluß größere Tiefen mit einem sogenannten Dreieckprofil auf, während beim Übergange von einer Krümmung in die entgegengesetzte die Wassertiefe geringer und die Profilform ganz anders geartet ist. Die Abb. 1 u. 2 zeigen die geschilderten Verhältnisse an einer regelmäßigen Flußstrecke der Donau. Diese Tiefenverhältnisse sind nun ganz nach den Krümmungs- und Gefällverhältnissen und ganz nach dem Charakter der Wasserführungsperiode (ob viele oder wenige Hochwässer) meist einem langsameren oder rascheren Wechsel unterworfen; an der Stelle, wo bei der letzten Wasserspiegelfestlegung eine Schwelle war, kann diesmal der Kolk sein. Die Schwelle verursacht aber Bruchpunkte im Fließgefälle, weil sie nach aufwärts staut, so daß der Wasserspiegel oberhalb geringeres Gefälle zeigt, während beim Überströmen der Schwelle sich ein stärkeres Gefälle mit geringer Wassertiefe einstellt. Wenn aber die Schwelle und damit die von ihr verursachten Gefällbruchpunkte wandern, so wird man bei zeitlich verschiedenen Wasserspiegelfestlegungen an der gleichen Stelle verschiedene Höhen erhalten, so daß also die Wasserspiegellinien auch bei gleicher Wassermenge in vielen Punkten voneinander abweichen, und dies wird gerade bei Niederwasser am meisten der Fall sein. Es wäre aber falsch, hier von einer Aufhöhung oder von einer Eintiefung zu sprechen. Eine solche ist nur dann vorhanden, wenn die Flußsohle auf eine längere Strecke sich in ihrer Höhenlage verändert, wenn also Kolk und Schwelle gemeinsam sich höher oder tiefer einstellen; in dem betrachteten Falle handelt es sich nur um örtliche Schwankungen des Gefälles gegenüber dem Mittelwert, der selbst keine Änderung erfahren hat. Mit dem Ansteigen des Wassers werden die Gefällbrüche immer mehr ausgeglichen, so daß sie bei gutem Mittelwasser nur mehr wenig sichtbar sind. Es wäre also eine Mittelwasserfestlegung wohl vorzuziehen, aber die Mittelwasserführung zeigt, wie anfangs bemerkt, nicht die erforderliche Beständigkeit, wie sie in der Niederwasserperiode vorhanden ist. Die Unebenheiten können etwas ausgeglichen werden, wenn schon bei der Vorbereitung der Wasserspiegelfestlegung auf die Erscheinung von Schwelle und Kolk Rücksicht genommen wird. Die Wasserpflöcke, von denen aus der Wasserspiegel gemessen wird, dürfen nicht wahllos gesetzt werden, sondern sollen möglichst in dem mehr ausgeglichenen Gefälle zwischen zwei Schwellen Aufstellung finden. Außerdem wird man bei der Verarbeitung einer Wasserspiegelfestlegung zum Zwecke der Erkennung der Sohlenveränderungen alle diese kleinen Unebenheiten des Gefälles auszugleichen suchen und nur die im großen durchgehenden Gefällslinien benutzen.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß zur Deutung einer Wasserspiegelfestlegung die Kenntnis verschiedener Umstände nötig ist, die nicht ohne weiteres aus dem Plan selbst gelesen werden können, und deshalb ist es oft nicht leicht, ältere Aufnahmen, über die außer dem aufgezeichneten Plane nichts bekannt ist, zu verwerten. Ganz besonders endlich können die Wasserspiegelfestlegungen durch die Großwasserkraftanlagen beeinträchtigt sein. Wird das Niederwasser voll ausgenutzt, so ist gerade in der für Wasserspiegelfestlegungen geeigneten Niederwasserperiode kein Wasser im Flusse, so daß man diese Flußstrecke gesondert behandeln muß. Aber auch unterhalb der Ausnutzungsstrecke, wo wieder das ganze Wasser im Flusse vorhanden ist, können durch die tägliche Spitzenbelastung des Werkes so starke Schwankungen in der Wasserführung auftreten, daß der für eine Wasserspiegelfestlegung geforderte Beharrungszustand vollkommen gestört ist.

Talwegaufnahmen.

Eine wertvolle Ergänzung erfahren die Wasserspiegelfestlegungen durch die Sohlenpeilungen im Stromstrich, die Bestimmung des sogenannten Talweges, die besonders an den schiffbaren Flüssen in Übung ist. Beispiele sind gegeben in Abb. 3, Talweg der Donau oberhalb Dillingen, und Abb. 4, Regulierung des Rheins zwischen Sondernheim und Straßburg. Für die Schiffahrt sind sie unerläßlich, weil sie ein deutliches Bild von der Tiefe der Fahrrinne, dem Wechsel von Waag und Furt und der Art ihrer Übergänge geben. Bei dem hier behandelten Thema fragt es sich, was die Talwegpläne über die Veränderlichkeit der Flußsohle aussagen

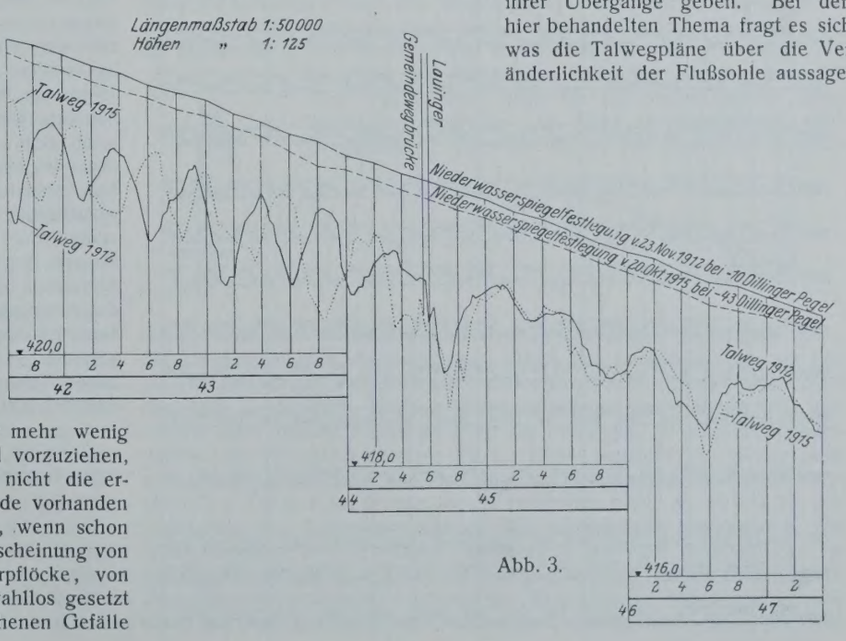


Abb. 3.

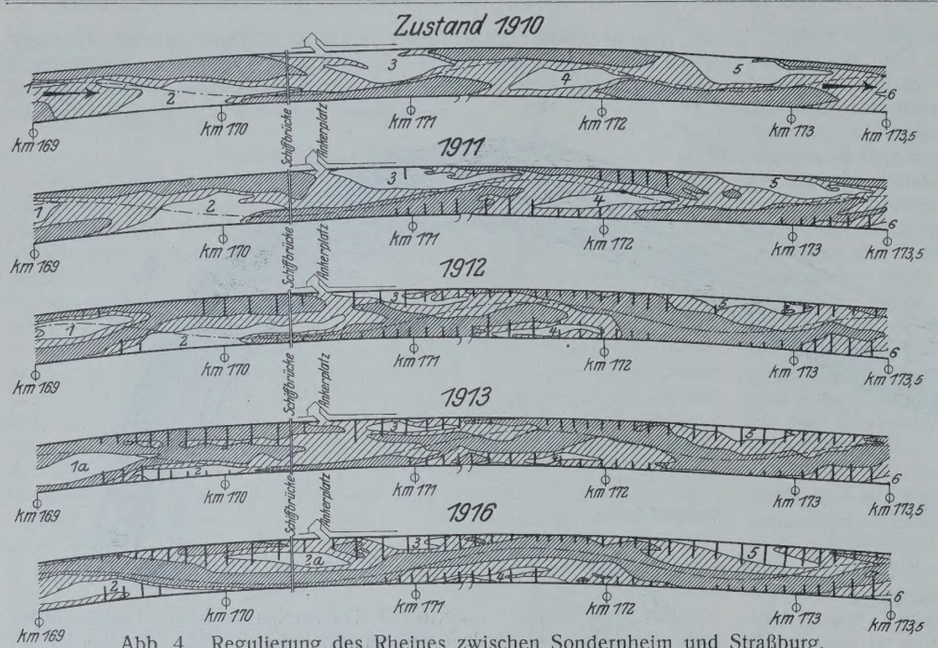
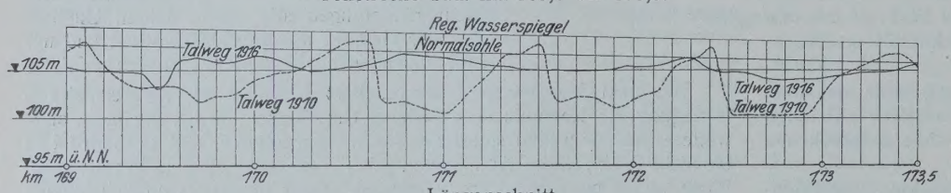


Abb. 4. Regulierung des Rheines zwischen Sondernheim und Straßburg. Teilstrecke bad. km 169,0 bis 173,5.



Längenschnitt.

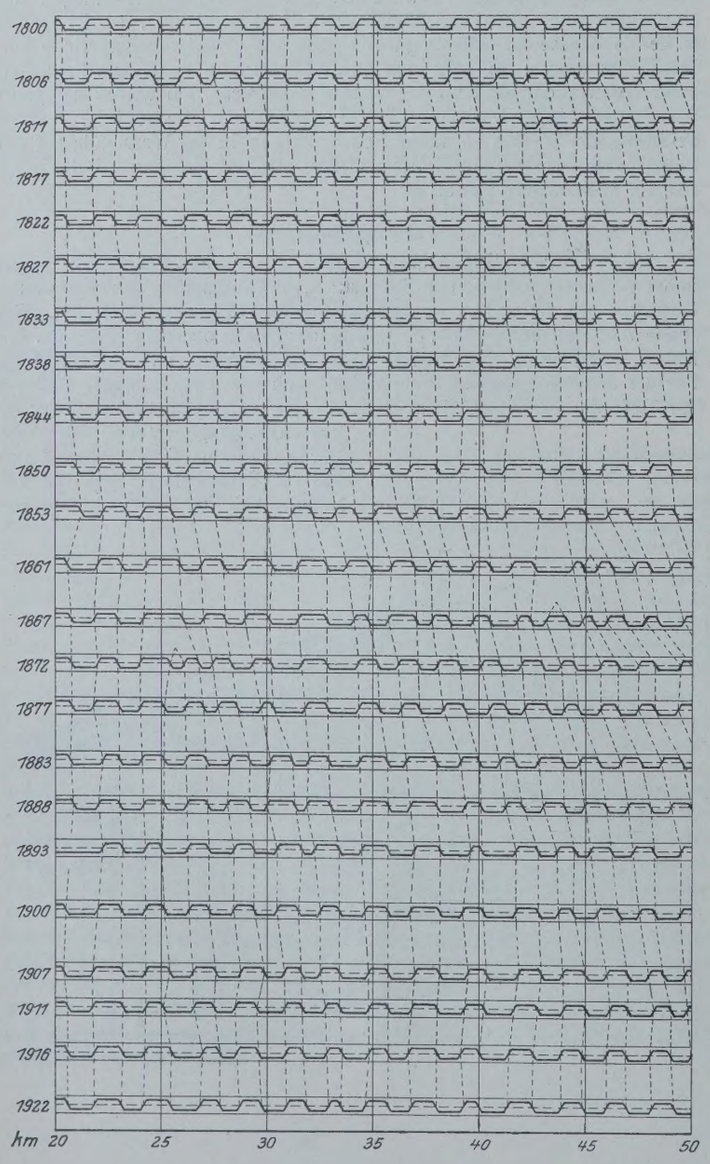


Abb. 5. Schematische Darstellung des Talweges des Rheines von bad. km 20 bis 50 in den Jahren 1800 bis 1922.

können. In diesem Sinne benutzt man sie vor allem, um die Wirkungen von Baumaßnahmen zur Verbesserung der Schiffahrt verfolgen zu können. Im unkorrigierten Fluß sind die Übergänge von Kolk zu Schwelle sehr schroff, die Kolke sind sehr tief, und die Wassertiefe an den Schwellen ist sehr seicht. Durch entsprechende Baumaßnahmen wird erreicht, daß diese Übergänge sich allmählich mildern. Diese langsam fortschreitende Verbesserung der Schiffahrtrinne läßt sich an Hand des Talwegplanes sehr gut verfolgen, da die Lage sowie die wechselnde Längen- und Höhenausdehnung der Furten klar hervortritt.

Ein sehr schönes Beispiel hierfür gibt die Abb. 4, die dem Aufsatze von Oberbaurat Spieß über die Rheinregulierung zwischen Straßburg und Basel[1]) entnommen ist. Man erkennt aus dem Talwegplan (Längenschnitt), in welch hervorragender Weise die Rheinregulierungsbauten in der Zeit von 1910 bis 1916 auf die Tiefenverhältnisse des Flußschlauches vergleichmäßigend gewirkt haben.

Gewissermaßen einen Auszug aus den Talwegplänen stellt der schematische Talwegplan dar, wie er in dem gleichen Aufsatze über die Rheinregulierung angegeben ist (Abb. 5). Diese Übersicht gestattet, das Fortschreiten der Kiesbänke auf viele Jahre zu verfolgen, während im Talwegplan selbst nur einige Jahre ineinander gezeichnet werden können, wenn die Klarheit des Bildes gewahrt bleiben soll.

Der Plan stellt die Verbindung des Talwegüberganges in den aufeinanderfolgenden Jahren dar, so daß die Neigung der Verbindungslinie gegen die Ordinate das Maß der Geschwindigkeit, mit der das ganze Sohlenbild sich flußabwärts verschiebt, angibt.

Außer zur Untersuchung der Einwirkung von flußbaulichen Maßnahmen auf die Sohle hat man den Talwegplan nun noch in anderer Richtung auszunutzen versucht, nämlich zur Erforschung der Geschiebebewegung. Es liegt nahe, aus dem Fortschreiten der Kiesbänke auf die Größe der Geschiebebewegung selbst zu schließen. Wenn die Umlagerung der Kiesbänke, deren Größe ziemlich genau berechnet werden kann, schon die Geschiebebewegung innerhalb einer gewissen Zeit darstellen würde, so könnte durch Division die Geschiebebewegung der Zeiteinheit erhalten werden. Nun ist das Problem der Geschiebebewegung heute noch lange nicht so geklärt, daß aus der sichtbaren Geschiebeförderung auf die „unsichtbare", d. i. die Geschiebemenge, die ohne sich abzulagern durchgeht, geschlossen werden könnte. Wie verschieden die Verhältnisse sein können und wie wenig der Talwegplan in dieser Beziehung eigentlich zeigen kann, geht sehr deutlich aus einem Beispiel an der Donau hervor. Abb. 3 stellt einen Teil eines Talwegplanes zwischen km 41,6 und km 47,4 dar, in dem die Talwege der Jahre 1912 und 1915 eingezeichnet sind. Man erkennt auf den ersten Blick, daß in der verhältnismäßig kurzen Strecke von 5,8 km die Kiesbänke ein ganz verschiedenes Verhalten zeigen; von km 41,6 bis km 44,6 ist ein regelmäßiges Fortschreiten zu erkennen, das aber von hier an plötzlich abbricht. Hier laufen die Kiesbankwellen alle in einen Punkt zusammen, um von hier an in allen Jahren an ihrem Orte stehenzubleiben. Daß in der oberen Strecke bei höheren Wasserständen Geschiebebewegung stattfindet, unterhalb aber nicht mehr, ist natürlich ein Unding; in der unteren Strecke wandert eben das Geschiebe über die Bänke weg, ohne ihre Form zu verändern. Nun ist soviel gewiß, daß das Wandern der Kiesbänke von den Krümmungsverhältnissen abhängig ist; wenn nämlich für die gegebenen Gefällverhältnisse und Größenabmessungen des Flusses der Krümmungshalbmesser richtig gewählt ist, dann bleibt der Stromstrich fest in der Konkaven liegen, und bei jedem Kleinwasser wird sich an der Konvexen die Kiesbank immer wieder zeigen. In dem vorliegenden Falle aber ist diese Erklärung nicht möglich, da in den Flußstrecken, die sich so verschieden verhalten, die Krümmungsverhältnisse die gleichen sind, es handelt sich beide Male um eine begradigte Strecke von solcher Breite, daß bei NW der Stromstrich frei pendeln kann. Die Ursache liegt hier

[1]) Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel mit einer kurzen Beschreibung der Regulierung unterhalb Straßburg, Deutsche Wasserwirtschaft 1925, Heft 2 u. 3. (Die Abb. 4 u. 5 sind nach Ausschnitten aus den in der „Deutschen Wasserwirtschaft" veröffentlichten Lichtbildern gezeichnet. Die Unterlagen wurden von Herrn Oberbaurat Spieß in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellt.)

im Untergrunde selbst. Im Übergang aus der Zone der beweglichen in die Zone der unbeweglichen Kiesbänke zieht sich eine Felsbarre durch den Fluß, die anscheinend wehrartig wirkt und den Kolk unterhalb wie einen Wehrkolk in seiner Lage festhält. Das Merkwürdige ist nun, daß sich dies auf die ganze untere Strecke auswirkt und die fortwandernde Kieswelle sich sozusagen in eine stehende Welle verwandelt. Wenn nun das Wandern oder Stillestehen der Kiesbänke kein Merkmal für das Vorhandensein oder Nichtvorhandensein einer Geschiebebewegung ist, so kann ebensowenig die Stärke der Kiesbankwanderung ein Maßstab für die Stärke der Geschiebebewegung sein. Das Beispiel von der Donau wurde hier näher ausgeführt, um zu zeigen, daß die aus dem Talwegplan bezw. aus dem schematischen Talwegplan gezogenen Schlüsse über die Geschiebebewegung durchaus kritisch behandelt werden müssen. — Für die Beantwortung der Frage nach der Veränderung der Flußsohle hinsichtlich ihrer Höhenlage und zur Bestimmung des Maßes der Eintiefung oder Aufhöhung ist der Talwegplan ungeeignet. Da der Plan nur einen einzigen Punkt des Profils wiedergibt und außerdem die Wahl des aufzunehmenden Punktes praktisch nicht immer ganz gleich stattfinden kann, darf man aus dem Talwegplan nicht auf einen mittleren Sohlenzustand schließen, der allein, wie oben schon angedeutet, für einen Vergleich herangezogen werden kann. Der Wert des Talwegplanes liegt auf einem ganz anderen Gebiete, während bei der Frage nach der Veränderung der Sohlenhöhe die Niederwasserspiegelfestlegung oder das noch zu behandelnde Verfahren der mittleren Sohlenhöhe heranzuziehen ist.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Schwerer Bauunfall bei Darmstadt.

Von Oberbaurat **H. Steinberger,** Darmstadt.

Am 4. August d. J. ereignete sich bei den Bauarbeiten der elektrischen Überland-Hochspannungsleitung im Griesheimer Walde bei Darmstadt ein schweres Unglück, bei dem fünf Arbeiter verletzt wurden. Zwei Arbeiter sind noch am gleichen Tage ihren Verletzungen erlegen. Das Unglück ist durch Umkippen eines Hauptmastes entstanden. Das ist bis jetzt die feststehende und einfache Tatsache des örtlichen Befundes, wie sie durch die Abb. 1 u. 2 festgehalten ist. Man sieht in diesen Abbildungen deutlich, wie das Betonfundament beim Umkippen des Mastes auf der einen Seite aus dem Boden herausgehoben, dagegen auf der anderen Seite hinabgedrückt und unter einer wagerechten Kraft auseinandergerissen worden ist. So einfach nun diese durch den Befund klar erwiesene Tatsache auch ist, so schwer ist es doch, die inneren Ursachen des Unglücks, die das Versagen der Konstruktion und den Arbeitsvorgang dabei verschuldet haben, im einzelnen zu ermitteln. Es wird dies keine leichte Aufgabe für die gerichtlichen Sachverständigen vor ihrem Gewissen sein.

Abb. 1.

Abb. 2.

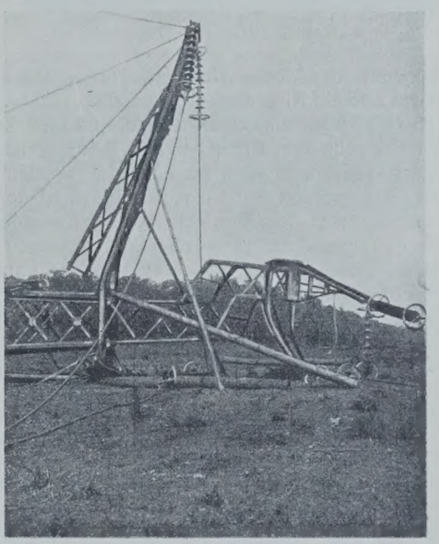


Abb. 3.

Der Gittermast war auf allen Seiten bis unten hin mit Winkeleisenstreben ausgesteift; am Fuße des Mastes befand sich sogar noch eine wagerechte Versteifung. Das Ganze war einbetoniert, trotzdem wurden die Eckstützen jenseits der Kippkante nach Absprengen der Niete der äußeren Schrägverstrebungen und der unteren wagerechten Verbindung glatt aus dem Fundamentkörper herausgerissen. Die in Abb. 1 sichtbaren Außengurtungen (Eckstützen) blieben dabei vollkommen gerade und müssen bis zu einer bestimmten Schräglage des Betonfundaments noch in diesem festgesteckt haben. Bis dahin waren auch die Eckgurtungen an der Kippseite noch im Beton fest und gerade. Im Augenblick aber, als die äußeren Eckgurtungen sich aus dem Beton nach Sprengung der Vernietung herausgezogen hatten, fiel der hochgehobene, d. h. aufgekippte Betonkörper des Fundaments zurück, er spaltete sich in der Ebene der inneren Mastversteifung und verursachte dabei die in Abb. 2 sichtbare Verbiegung der Hauptmastgurtungen. Abb. 3 stellt den oberen Teil des umgestürzten Hauptmastes dar. Der Mast hatte die in Abb. 4 dargestellte schematische Form. Der untere Ausleger *k* war durch die Gewalt der Massen fast ganz in den Erdboden (Sand) hineingetrieben und harmonikagleich zusammengedrückt. Der obere kleinere Ausleger *l* drang nur etwa bis zur Hälfte in den Boden ein, während er die obere Spitze des Hauptmastes ausbog. Zum Glück preßten sich die Teile des Auslegers *k* auf zwei nebeneinanderliegenden Baumstämmen fest, so daß der Hauptmast etwas vom Boden abstand und die Verunglückten wenigstens so weit freiließ, daß ihre Befreiung aus dem Gitterwerk schneller vonstatten ging. Die Arbeiter saßen auf dem Ausleger *k* und fielen an ihm herunter, ungefähr an die Stelle, wo der Stumpf des Auslegers auf den Baumstämmen liegt (Abb. 3). Dort wurden sie von den verbogenen Eisenteilen gefaßt und verletzt.

Der Mast stand im Gelände an einer Stelle, an der die Hochspannungsleitungen unter sich einen Winkel von etwa 137° bilden, er hatte sechs Leitungen zu tragen, diese sechs Leitungen (hohle Kupferseile) waren auf den weit auskragenden Armen des Mastes nach der einen Seite der Leitungsrichtung lose aufgelegt, nach der anderen dagegen festgeklemmt. Das Gewicht eines Seiles beträgt 4,3 kg/m, die Entfernung der Maste 300 m. Es kommen also recht erhebliche Lasten in Frage, die der Mast in senkrechter Richtung zu tragen hatte. Diese Lasten sind aber für die Standsicherheit eines Mastes der fraglichen Art nicht ausschlaggebend oder gar gefährlich, vielmehr ist es die Kraft, die dadurch

Abb. 4.

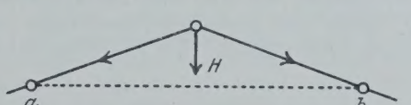


Abb. 5.

erzeugt wird, daß die Leitungen unter sich einen Winkel bilden (hier 137°). Die Gewichtsmassen der Leitungen haben das Bestreben, sich auf den natürlichen Gleichgewichtszustand einzustellen, d. h. die gerade Strecke *a—b* der Abb. 5 zwischen den benachbarten Masten zu erreichen. Es verhindert dies jedoch die Befestigung der Leitungen an dem im Scheitelpunkte des Winkels stehenden Mast. Dabei entsteht an diesem Mast eine große Kraft *H* in der Richtung der Halbierungslinie des Winkels (Abb. 5). Diese Kraft *H* war, dem Vernehmen nach, zu 40 000 kg einschließlich der Zusammenwirkung aller ungünstigen Verhältnisse, wie Wind, Vereisung usw., ermittelt. Die Kraft *H* wirkt um so gefährlicher, je höher sie an dem Mast angreift; sie hat das Bestreben, diesen umzuwerfen. Dieses Bestreben nennt man bekanntlich „Kippmoment“ und drückt sich aus durch das Produkt der Kraft *H* mit dem Abstande dieser Kraft von dem

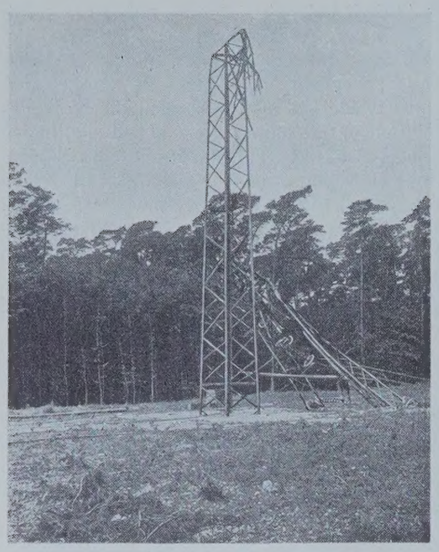


Abb. 7.

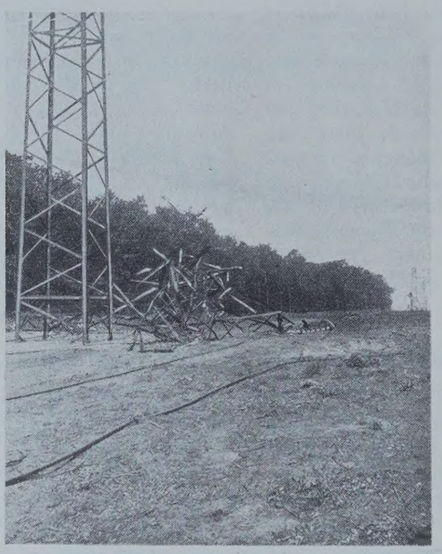


Abb. 8.

Fußpunkte des Mastes (Hebelarm *a*) Ha. Der Hebelarm a war etwa 12 m, so daß also ein Kippmoment von $40000 \cdot 12{,}0 = 480000$ kgm im ungünstigsten Falle hätte entstehen können. Es muß nun das Bestreben des Baumeisters sein, dem Kippmoment Ha entgegenzuwirken, und dies geschieht in der Regel durch Schaffung eines sogenannten Momentes der Standsicherheit, das gebildet wird aus der Eigenlast der Konstruktion nebst dem Gewichte der zu tragenden Seillasten, sowie den Fundamentgewichten (G), dem aktiven und passiven Erddrucke und der Entfernung dieser Lasten von der äußersten Kante des Bauwerkes (Hebelarm b), Abb. 6. Im vorliegenden Falle war das Gewicht der Konstruktion mit Seillast angeblich zu 30 000 kg ermittelt, das Betonfundament ergab für den I. Absatz 46 000 kg, für den II. Absatz 160 000 kg. Unter Vernachlässigung des aktiven und passiven Erddrucks ergab sich ein Standsicherheitsmoment von $(30000 + 46000 + 160000) \cdot 2{,}70 = 637200$ kgm. In der Regel wurde früher das Standmoment doppelt so groß gemacht wie das Kippmoment, wobei auch die Erdpressung höchstens 2,5 kg/cm² betragen durfte. Eine zweifache Standsicherheit mußte aber mindestens vorhanden sein. Wenn man die Wirkung des aktiven und passiven Erddrucks noch zu dem oben ermittelten Standmoment hinzurechnen würde, dann wird die früher geforderte doppelte Standsicherheit noch nicht erreicht. In neuerer Zeit ist man auf Grund von praktischen Versuchen an Modellen usw. zu anderen Gebräuchen übergegangen und hat andere Sicherheitsgrenzen und Formeln für die Standsicherheit zugelassen. Hierzu schreibt Dr.-Ing. H. Fröhlich in seiner Schrift „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten" (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin): „Die Untersuchung hat bewiesen, daß die bisher gebräuchliche Formel für die Berechnung von Blockfundamenten nicht verwendbar ist, daß hierfür aber die neu aufgestellten Formeln geeignet erscheinen. Die Benutzung dieser Formeln bietet gegenüber der alten den Vorteil, daß bei einer bestimmten Sicherheit sich erheblich leichtere Fundamente ergeben, während die alte, von der Aufsichtsbehörde vorgeschriebene Formel immer auf gedrungene, breitfüßige und damit sehr schwere Fundamente führen mußte." Die Reichspost hat sich in einem besonderen Erlasse vom Juni 1924 den neueren Versuchsergebnissen angeschlossen, ebenso andere Behörden. Wenn auch der Sicherheitsgrad gegen Umkippen im vorliegenden Falle nur $\frac{637200}{480000} = 1{,}3$ beträgt, so war doch die rechnungsmäßige Anordnung der Momente nach den neueren Formeln jedenfalls richtig, und es wird nach dieser Richtung sicher kein Versäumnis vorliegen, zumal da noch im behördlichen Konzessionsverfahren eine Prüfung der Konstruktion stattgefunden haben muß. Wenn einmal alle Gefahrmomente wirksam geworden wären, dann hätte die Resultante aus den äußeren Kräften das Fundament im Abstande $x = \frac{M}{G}$, $x = \frac{480000}{236000} = 2{,}00$ m von der Achse aus verlassen. Der Flächenteil des Fundaments für Bodendruck hätte somit $3 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5{,}40 - 2{,}00) = 2{,}10$ m betragen und die größte Bodenpressung etwa $\frac{2G}{3bc} = \frac{2 \cdot 240000}{3 \cdot 540 \cdot 70} = 4{,}30$ kg/cm², also ziemlich hoch.

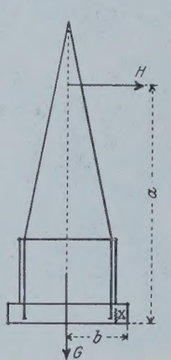


Abb. 6.

Oberhalb des untersten Fundamentabsatzes hätte sich für das Kippmoment $40000 \cdot 11{,}20 = 448000$ kgm und für das Standsicherheitsmoment $190000 \cdot 2{,}20 = 418000$ kgm ergeben.

Hier hätte sich unter Umständen eine Kippgefahr ergeben müssen, wenn die beiden Fundamentkörper nicht gut miteinander verbunden gewesen wären. Das Standmoment ist nur unwesentlich größer als das Kippmoment. Die Fundamentkörper waren aber durch die wagerechte Verstrebung am Fuße des Ständers, die in die unterste Platte hineinreichte, fest miteinander verbunden, und zwar so fest, daß die Eisenteile des Mastes beim Umfallen im Beton steckenblieben. Es wurden nur die Außengurtungen (Eckstützen) abgesprengt.

Zur Zeit des Unglücks waren die Leitungsdrähte noch nicht angespannt, die H-Kraft kam deshalb noch nicht voll zur Auswirkung. Außerdem waren keine zufälligen Lasten an den Leitungsdrähten (wie Vereisung, Wind usw.) wirksam. Der Gefahrenzustand war also nach den äußeren Kraftwirkungen verhältnismäßig gering, und trotzdem ist die Konstruktion umgekippt. Die Ursache dieses Vorgangs kann daher nicht in der konstruktiven Anordnung gelegen haben, sie wird überhaupt nicht leicht aufgeklärt werden können, da die oben beschriebenen ungünstigsten Kraftwirkungen noch nicht wirksam waren.

Natürlich lösen die äußeren Kräfte im Baumaterial auch innere Kräfte in Form von Materialwiderständen oder Spannungen aus, und es bliebe nur noch übrig, die Prüfung auf dieses Gebiet auszudehnen. Es wäre möglich, daß die zulässigen Spannungen im Fundamentkörper, insbesondere in der untersten Platte, infolge der Beschaffenheit des Betons überschritten worden sind und die Platte am Absatz bei x (Abb. 6) gebrochen ist. Eine wesentliche Rolle spielt hierbei natürlich auch die Beschaffenheit, d. h. die Aktivität des Zements, die Zusammensetzung des Betonkieses, die Eigenschaften des Erdreichs in Hinsicht auf die Wasseraufnahme usw., kurz, eine ganze Reihe von zufällig die Sicherheit beeinträchtigenden Umständen der Praxis. Hier scheint offenbar der Schwerpunkt der ganzen Schuldfrage zu liegen; die Konstruktion selbst war zweifellos in Ordnung.

Die Wirkung des Umsturzes auf die benachbarten Maste ist aus Abb. 7 u. 8 zu ersehen. Soweit die Seile in Rollen noch lose auf den Auslegern auflagen, blieben die Maste in Ordnung, auf der Strecke aber, in der die Leitungen bereits festgeklemmt waren, brachen noch drei Maste zusammen, d. h. sie wurden oben abgedreht. Der Materialschaden ist trotzdem nicht von besonderer Bedeutung, er ist zu ersetzen, nicht aber der Verlust an Menschen.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 24. Oktober ausgegebene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Neuere Arbeiten von Architekt H. Karpenstein, Berlin-Dahlem. — Reg.-Baumeister Möller: Kleinstwohnungsbauten im Regierungsbezirk Lüneburg. — Dr.-Ing. Marquardt: Ein württembergisches Gesetz über die Erschließung von Bauland durch Umlegung und Grenzregelung (Baulandgesetz). — Der Internationale Städtebaukongreß.

Technische Hochschule Danzig. Der Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. R. Winkel von der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin hat einen Ruf als ordentlicher Professor auf den Lehrstuhl für Flußbau an der Technischen Hochschule Danzig zum 1. Oktober d. J. angenommen.

Zur Frage der Verminderung der Rostgefahr durch Kupferzusatz bei der Eisenherstellung.[1]) Vor etwa 15 Jahren glaubten Gießereiingenieure der Vereinigten Staaten von Nordamerika entdeckt zu haben, daß ein geringer Zusatz von Kupfer die Widerstandsfähigkeit des Eisens gegen Angriffe durch Rost erhöht. Auf Veranlassung der „United States Steel Corporation" wurden vor etwa 12 Jahren umfangreiche Versuche eingeleitet, um festzustellen, ob in der Tat eine erhebliche Verminderung der Rostgefahr durch Kupferzusatz zu erzielen sei. Die zu dem Stahltruste gehörende „American Sheet & Tin Plate Company" glaubte nach einer umfangreichen Reihe von Versuchen festgestellt zu haben, daß die günstigste Menge des Kupferzusatzes 0,1 bis 0,3 % beträgt. Die sogenannten

[1]) Nach Mitteilung des Ing. Roll in „Teknisk Ukeblad", Oslo, Nr. 36, vom 10. September 1926. Vgl. auch Mitteilung „Über eine neue Stahlsorte" in der „Bautechnik" 1926, Heft 16, S. 235.

„Pittsburg-Proben“ schienen außerdem den eindeutigen Beweis geliefert zu haben, daß das Eisen durch Kupferzusatz auffallend geschützt würde. Im Jahre 1923 wurde ein zusammenfassender Bericht über das Ergebnis der Versuche veröffentlicht. In Deutschland wurden ähnliche Versuche in den Jahren 1914 bis 1919 von Prof. C. Bauer, Berlin, ausgeführt (s. „Stahl und Eisen“ 1921, Nr. 3 u. 4). In England befaßte sich der bekannte Gießereiingenieur W. H. Hartfield mit dieser wichtigen Frage. Die Ergebnisse seiner Versuche auf diesem Gebiete sind in der Zeitschrift „The Iron Age“ vom 11. Oktober 1923 niedergelegt worden. Es hatte den Anschein, als ob die Forschung den einmütigen Beweis geliefert habe, daß in der Tat eine bahnbrechende Entdeckung gemacht worden sei.

Indessen sind dem neuen Verfahren auch Gegner erwachsen, denen sich nach und nach auch eine große Anzahl früherer Anhänger des Kupferzusatzverfahrens anschloß. Der Mitinhaber der großen englischen Stahlfirma „Hadfield Bros. Inc.“, Robert Hadfield, der zu den angesehensten Kennern des Stahles und seiner Legierungen gehört und dessen Name in der ganzen Fachwelt bekannt ist, vertritt heute den Standpunkt, daß der Kupferzusatz wohl in einzelnen Fällen dem Eisen erhöhte Widerstandsfähigkeit gegen Angriff von Rost verleiht; in anderen Fällen aber, wie z. B. gegenüber der Einwirkung von Natriumchlorid, ist eine rostschützende Wirkung des Kupferzusatzes nicht festgestellt worden. Auch Prof. Bauer, Berlin, kam durch seine Forschung ungefähr zu demselben Ergebnisse wie Hadfield. Aus einer großen Reihe von Versuchen hat Bauer nur in einem Falle zweifelsfrei eine größere Widerstandsfähigkeit der kupferhaltigen Platten gegenüber dem Rostangriffe nachweisen können, nämlich bei denjenigen Platten, die der mit Rauchgasen geschwängerten Luft auf dem Stahlwerke Hoesch, Dortmund, ausgesetzt gewesen waren. Dies dürfte damit zusammenhängen, daß die Luft dort Kohlendioxyd und Schwefeldioxyd enthalten hat. In der Zeitschrift „The London Engineering“ vom 18. Februar 1921 sind die Bauerschen Versuche eingehend erörtert worden, wobei als Ergebnis festgestellt wurde, daß Kupferzusatz in den meisten Fällen keine rostschützende Wirkung beim Eisen hat.

Wenngleich die Meinungen über die Wirkung des Kupferzusatzes noch miteinander in Widerstreit stehen, so kann es immerhin doch als ein Beweis für das Fehlschlagen der Hoffnungen, die man ursprünglich an die Wirkung des Kupferzusatzes geknüpft hat, angesehen werden, daß die größten Stahlwerke der Vereinigten Staaten, wie „National Tube Co.“, „American Bridge Co.“, „American Sheet & Tin Plate Co.“ usw., die alle zur „United States Steel Corporation“ gehören, jetzt ihren Stahl restlos ohne Kupferzusatz herstellen. Es ist dies um so mehr bezeichnend, als „United States Steel Corporation“ früher zu den eifrigsten Förderern des Kupferzusatzverfahrens gehörte.

Neue wissenschaftliche Versuche haben den Nachweis erbracht, daß das Eisen die größte Widerstandsfähigkeit gegen Rostbildung besitzt, wenn es, praktisch genommen, rein ist. Man hat festgestellt, daß bei einer Größtmenge der Verunreinigung (Schwefel, Phosphor, Kupfersilizium, Kohle, Manganverbindungen usw.) von 0,16 % die Rostgefahr am geringsten ist. Es hängt dieses wohl damit zusammen, daß der Rostvorgang im allgemeinen durch einen elektrolytischen Vorgang zwischen dem chemisch reinen Eisen und den Verunreinigungen entsteht.

„The American Rolling Mill Co.“ hat im Laufe von 15 Jahren Versuche sowohl mit kupferhaltigen Platten als auch mit Platten aus technisch reinem Eisen vorgenommen. Nachdem beide Plattensorten 42 Monate der von Säuregasen geschwängerten Luft von Pittsburg ausgesetzt gewesen sind, konnte eindeutig festgestellt werden, daß die letztgenannten Platten mindestens ebenso widerstandsfähig gegen Rostbildung waren wie die kupferhaltigen Platten. Auch die „American Society for Testing Materials“ hat durch fortgesetzte Versuche das gleiche Ergebnis erzielt, wobei unter anderem Versuchsplatten auch in alkalische und saure Erde eingegraben worden sind. Wie man sieht, sind umfangreiche Forschungen unternommen worden, die erwiesen zu haben scheinen, daß die größte Widerstandskraft des Eisens gegen Rostbildung erreicht wird, wenn das Material möglichst rein hergestellt wird. Der Kupferzusatz hatte zudem den Nachteil, daß die Festigkeit des Eisens wesentlich abnahm; das Material war in dieser Legierung infolgedessen für stark beanspruchte Konstruktionen nicht verwendbar.

Nils Buer.

Die Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. In Nr. 30 der Z. d. V. D. I. vom 24. Juli 1926 gibt Dr.-Ing. ehr. F. Brunner, Duisburg, eine Beschreibung der neuen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld [1]) und teilt hierin mit, daß die Konstruktion in St 48 eine Gewichtsersparnis von 30 % gegenüber Flußstahl aufweise. Ich halte diese Ersparnis für etwas reichlich günstig geschätzt, besonders wenn man weiterliest, daß die auf Druck beanspruchten Schrägstreben große Schlankheitsgrade besitzen, und daß trotz des Mehrgewichts von 50 t von einer Kürzung der Knicklängen durch Verbände aus ästhetischen Gründen Abstand genommen wurde. Die „Vorschriften“ [2]) lassen bekanntlich eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen um gerade 30 % gegenüber Flußstahl zu, die aber den Druckstäben infolge des gleichen Elastizitätsmaßes der Stähle nicht in voller Höhe zugute kommen, wie dies am klarsten aus den für St 48 besonders in den höheren Schlankheitsgraden größeren ω-Werten hervorgeht. Es sei deshalb gestattet, einige mir bekannte Beispiele zum Vergleich heranzuziehen.

Die erste Ausführung in St 48 war bekanntlich die Meßhalle IX in Leipzig von Linke-Hoffmann, für die Direktor Pieper, Berlin, in der „Bautechnik“ 1924, Heft 43, die Ersparnis mit 11 % angibt, während er gleichzeitig für die damals im Entwurf begriffene Meßhalle VIII 14 % anführt. Nun kann zwar der Hallenbau nicht zum Vergleich mit Eisenbahnbrücken, besonders nicht mit solchen von großer Stützweite wegen des sich steigernden Einflusses der Eigengewichtsverminderung herangezogen werden, aber auch hier zeigen die bisherigen Ausführungen nur geringere Ersparnisse. So sind bei den von Dr.-Ing. Kommerell im „Bauingenieur“, Heft 28 u. 29, veröffentlichten Vergleichsergebnissen von acht Eisenbahnbrücken im Höchstfalle 21,4 % erspart worden, darunter bei „Hämerten“ [3]) mit 106 m Stützweite nur 16,2 %. Wie hoch sich die Ersparnisse bei der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow [4]) und bei der Lechbrücke bei Hochzoll [5]) stellen, ist mir nicht bekanntgeworden. Jucho gibt für die von ihm erbaute eingleisige Eisenbahnbrücke von 67,5 m Stützweite über das Unterhaupt der Schleuse beim zweiten Weserabstieg in Minden selbst eine Ersparnis von 22 % an.

Ein von mir im Auftrage der Reichsbahndirektion Münster durchkonstruierter Entwurf für eine Straßenbrücke über den Bahnhof Kirchweyhe, ein Hängebogenfachwerk als Gerberträger über drei Öffnungen von 137 m Gesamtlänge, ergibt bei einer gewissenhaften Gegenüberstellung mit St 37 eine Ersparnis von 20 % auf die Hauptträger allein und von 15 % auf das Gesamtbrückengewicht.

Es sei auch schon auf die mit der wohl zu erwartenden Einführung von Si-Stahl [6]) bevorstehenden Ersparnisse hingewiesen. Unter der Voraussetzung, daß Si-Stahl mit einer Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² als das neue Einheitsmaterial mit einer um 50 % gegenüber Flußstahl erhöhten zulässigen Beanspruchung festgelegt wird, wird man auf eine Ersparnis von weiteren 7 bis 12 %, auf St 37 bezogen, kommen, so daß hiermit die Gesamtersparnis für mittlere und größere Brücken 25 bis 35 % gegenüber St 37 betragen wird, wohlgemerkt bei einer um 50 % höheren zulässigen Beanspruchung. Eine Durchrechnung der obengenannten Straßenbrücke Kirchweyhe für Si-Stahl ergab eine Ersparnis am Gesamtgewicht von nur 22 % gegenüber St 37. Die Gesamtbrückengewichte in den drei Stahlsorten betragen:

St 37 = 423 t, St 48 = 362 t, Si-Stahl = 332 t.

Ebenso wichtig wie die Gewichtsersparnis sind natürlich die Herstellungskosten des Si-Stahls. Wenn die westlichen Hüttenwerke sich anheischig machen, auch ohne Boßhardt-Ofen im normalen Herstellungsverfahren einen Stahl von den gleichen Eigenschaften herzustellen, [7]) so sollte man nicht länger zögern und ihnen Gelegenheit geben, dies in der Ausführung zu zeigen.

Bochum. Dipl.-Ing. Ernst Ackerman, Zivilingenieur.

Straßentunnel unter der Themse. In der „Bautechnik“ 1926, Heft 33, S. 483 sind die Aufgaben geschildert, die augenblicklich den Brückenbau in London beschäftigen; sie haben in der letzten Zeit die Pläne zurückgedrängt, die darauf abzielen, die beiden Themse-Ufer für den Straßenverkehr durch neue Tunnel in bessere Verbindung zu bringen. Die Verhältnisse drängen aber in London geradezu zu neuen Verbindungen zwischen den beiden Ufern der Themse, nicht durch Brücken, sondern durch Tunnel. Die Bedürfnisse der Schiffahrt verbieten es, unterhalb der Towerbrücke irgendein Bauwerk zu errichten, das das Fahrwasser in der Breite einengt oder den von den Schiffen benutzten Raum in der Höhe irgendwie einschränkt, und doch bedürfen die unterhalb dieser Brücke gelegenen Stadtteile auf beiden Flußufern dringend der Verbindung miteinander. Die enge Bebauung der Ufer auf der ganzen Strecke, auf der die Themse durch London und seine stromabwärts gelegenen Vororte fließt, stellen der Unterbringung der Brückenrampen erhebliche Schwierigkeiten in den Weg, während sich unter der Erde der nötige Raum leichter schaffen läßt. Zudem hat man in London durch den Bau des Netzes der Untergrundbahnen ausgiebige Erfahrungen auf dem Gebiete des Tunnelbaues gesammelt, und der Londoner Untergrund ist bekanntlich zur Durchtunnelung besonders gut geeignet.

Der älteste Tunnel unter der Themse und wohl das älteste Bauwerk dieser Art überhaupt ist der Themsetunnel zwischen Wapping und Rotherhithe, den Brunel Vater und Sohn unter großen Schwierigkeiten von 1824 bis 1843 gebaut haben. Als Straßentunnel angelegt, gehört er doch nicht eigentlich in den Kreis der gegenwärtigen Betrachtung, denn er wurde 1865 an die Ostlondoner Eisenbahn verkauft und nimmt seitdem deren Verkehr auf. Weiter oberhalb findet sich, abgesehen von den die Themse unterquerenden Untergrundbahnen, die als Sache für sich hier nicht behandelt werden sollen, nur noch ein alter Straßentunnel, der aber nicht mehr benutzt wird. Weiter unterhalb verlangt der Querverkehr über die Themse ebenso gebieterisch eine Verbindung der beiden Ufer, wie die Schiffahrt Brückenbauten verbietet, und es ist daher erstaunlich, daß hier noch nicht eher, von Brunels Bau abgesehen, Tunnel zu Stande gekommen sind; um die Wende des 18. und 19. Jahrhunderts wurden hier einige Anläufe gemacht, bei Tilbury und zwischen Limehouse und Rotherhithe Tunnel anzulegen, sie führten aber nicht zum Ziel. So ist denn erst 1897 der Blackwall-Tunnel eröffnet worden, der, rd. 2 km lang, die Verbindung der India-Häfen mit East Greenwich herstellt. Etwas weiter oberhalb liegt der 1902 eröffnete Tunnel bei Greenwich, der aber nur dem Fuß-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11.

[2]) „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen“ sowie „Vorschriften für Eisenbauwerke“, beide im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 15 u. 16 sowie 1926, Heft 3, 4 u. 8. — [4]) Ebenda 1926, Heft 27 u. 29. — [5]) Ebenda 1926, Heft 20 u. 22. — [6]) Ebenda 1925, Heft 45 und 1926, Heft 17. — [7]) Ebenda 1926, Heft 31.

gängerverkehr dient, und noch etwas weiter stromauf der Rotherhithe-Tunnel, der, ebenso lang wie der Blackwall-Tunnel, 1908 eröffnet wurde. Er verbindet die Gegend des Regent-Canal-Beckens auf dem linken Themse-Ufer mit den Surrey Commercial Docks, den einzigen Londoner Hafenanlagen auf dem Südufer der Themse, und ihrer Umgebung. Beide Straßentunnel haben zwar hohe Kosten, rd. 2 Mill. Pfund erfordert, nützen aber nur wenig. Ihre Fahrbahn ist nur etwa 5 m breit, und sie haben beiderseits nur schmale Fußwege. Außerdem läßt die Lüftung in ihnen, namentlich im Blackwall-Tunnel, sehr zu wünschen übrig. Die geeigneten Baustellen für diese Tunnel zu finden, war nicht leicht. Beim Blackwall-Tunnel mußte man Rampen von sehr erheblicher Länge mit geschweifter Grundrißform in Kauf nehmen, und der Rotherhithe-Tunnel verdankt seine große Länge bei etwa 300 m Flußbreite dem Umstande, daß er den Fluß nicht senkrecht, sondern unter spitzem Winkel zu den Ufern unterfährt. Zudem wird der Verkehr hier durch die steile Neigung der Zufahrtrampen, 1 : 36, erschwert.

Da der Straßenverkehr durch die Entwicklung des Kraftwagens sowohl für den Personen- wie namentlich auch für den Lastenverkehr neuerdings an Bedeutung gewonnen hat, die in Zukunft noch zunehmen wird, werden in der nächsten Zeit die Bemühungen, die beiden Themse-Ufer in und unterhalb London für Straßenfahrzeuge miteinander in Verbindung zu bringen, nicht ruhen. Brücken sind unterhalb der Towerbrücke mit Rücksicht auf die Schiffahrt ausgeschlossen. Tunnel erfordern sehr hohe Kosten, die auch das reiche England zurzeit nicht wird aufbringen können. So bleibt zunächst als Ausweg ein Fährverkehr, der allerdings mit verhältnismäßig geringen Mitteln, sowohl an Geld wie was die technischen Vorkehrungen anbelangt, eingerichtet werden könnte. Bei den englischen Witterungsverhältnissen steht ihm aber das Bedenken entgegen, daß durch den häufig auftretenden Nebel seine Einstellung erzwungen werden kann, wodurch schwere Verkehrsstörungen entstehen würden. Die Erfahrungen mit dem Fährverkehr, wie er bereits bei Woolwich besteht, scheinen hier abschreckend zu wirken. Wkk.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Schwebende Bahnen und ihre Bedeutung. In der „Bautechnik“ 1926, Heft 35 wird der verstorbene Reg.-Baumeister Wilh. Feldmann als „Erbauer“ und „Erfinder“ der Schwebebahn Barmen—Elberfeld hingestellt. Zur Richtigstellung bemerke ich, daß dieses Bahnsystem von E. Langen in Köln erfunden und diesem patentiert wurde. Auch als Erbauer kann Feldmann nicht in Frage kommen. Er war Generalbevollmächtigter der Abteilung Schwebebahnen bei der „Continentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen“ in Nürnberg, die den Schwebebahnbau lediglich finanzierte und die Generalausführung der Firma Schuckert in Nürnberg übertrug. Diese nahm aber nur die elektrische Ausrüstung der Bahn für sich in Anspruch und übertrug den gesamten übrigen Bau weiter an die M. A. N. in Nürnberg.

Aber auch diese Firma konnte die gewaltige Arbeit in der vorgeschriebenen Frist nicht allein bewältigen, zu deren Ausführung noch die Firmen Gutehoffnungshütte in Sterkrade, Union in Dortmund und Gesellschaft Harkort in Duisburg herangezogen wurden.

Das Hauptverdienst aber in der Überwindung der technischen Schwierigkeiten gebührt der M. A. N. in Nürnberg. Rich. Dietze.

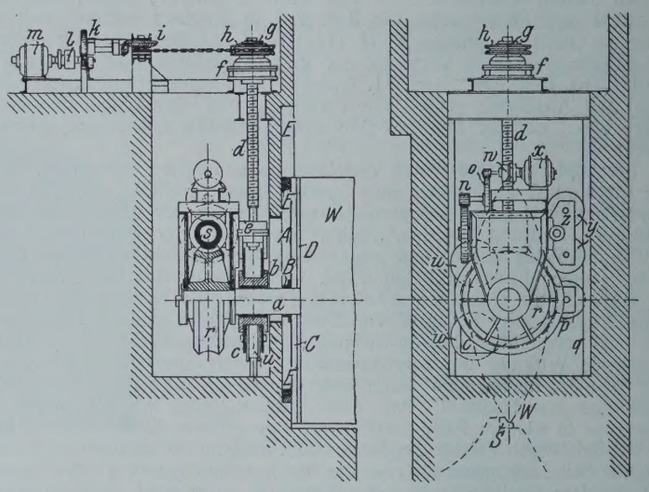
Zu den interessanten Ausführungen des Herrn Richard Dietze, die mir nichts Neues boten, bemerke ich, daß ich in meinem Aufsatze nicht behauptet habe, Feldmann sei der Erfinder dieses Bahnsystems. Ich sagte dort: „Wenn auch allenthalben behauptet wird, die Seilbahnen seien von dem Erbauer der Elberfelder Bahn, Feldmann, erfunden, so ist diese Anschauung nur bedingt richtig“. Daraus kann doch kaum entnommen werden, daß ich Feldmann als „Erfinder“ der Schwebebahn Barmen-Elberfeld „hingestellt“ hätte. Meine Ausführungen beziehen sich auf Seilbahnen im allgemeinen. In dieser Hinsicht habe ich die Anschauung widerlegen wollen, daß Feldmann nicht als Erfinder von Seilbahnen in Frage kommt, wie dieses „allenthalben“ angenommen wird. Wenn ich Feldmann in diesem Zusammenhang „schlechthin“ und, um mich möglichst kurz zu fassen, als Erbauer jener Schwebebahn bezeichnete, so geschah es erstens deshalb, weil diese Ansicht ziemlich allgemein verbreitet ist, und zweitens, weil Feldmanns Verdienste um diese Bahn tatsächlich derart sind, daß er als Erbauer bezeichnet werden darf. In der Großindustrie werden allgemein diejenigen, die die Finanzierung großer Baupläne durchführen, als Erbauer betrachtet. Ob mit Recht oder Unrecht, darüber ließe sich streiten.

Aubing, 6. September 1926. Landgraeber.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren und Vorrichtung zum Öffnen und Schließen einer zweiflügeligen, gegen eine Anschlagleiste abgestützten Drehklappe (Kl. 84a, Nr. 424928 vom 21. 4. 1921 von Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- u. Hütten-Akt.-Ges. in Dortmund und Dipl.-Ing. J. H. Flach in Frankfurt a. M.). Das Verfahren besteht darin, daß die fischbauchartige Drehklappe *W* zunächst über die Sohlenanschlagleiste *s* gehoben, dann unter dem Einfluß des Wasserüberdruckes auf seinen Unterteil in Richtung der Strömung gedreht und gleichzeitig oder nachträglich angehoben wird. Beim Schließen wird der Wehrkörper im Sinne der Öffnungsbewegung weitergedreht, bis die vorher oben gelegene Wehrkörperkante unten steht, und dann wird der Wehrkörper auf die Sohle abgesetzt. Das Anheben des Wehrkörpers geschieht durch zwei Trag-



zapfen *a*, mittels je eines als flachgängige Spindel *d* ausgebildeten Hubwerks an jedem Ende; die Achse *a* der Drehklappe ist in Hubwagen *c* gelagert, die durch die Spindel gehoben oder gesenkt werden können. Das Drehwerk besteht aus je einem auf der Achse *a* sitzenden Schneckenrade *r* nebst Schnecke *s*.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Maser, Referent der R. B. D. Augsburg, als Referent zum Baukonstruktionsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, die Reichsbahnräte Trabert, bisher bei der R. B. D. Würzburg, als Vorstand zur Betriebsinspektion Fürth (Bayern), Dr. jur. Janz, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Vorstand zur Betriebsinspektion Hof, Ebert, Leiter einer Abteilung des E. A. W. Nürnberg, als Vorstand zur Maschineninspektion Aschaffenburg, Leykamm, bisher bei der R. B. D. Nürnberg, als Hilfsreferent zur Gruppenverwaltung Bayern in München, Leonhard Schmidt, Vorstand der Betriebs- und Bauinspektion Amberg, als Vorstand zur Bauinspektion Hof, Staudinger, bisher bei der R. B. D. Regensburg, nach Kaiserslautern als Vorstand der Neubauinspektion für die Weiterführung der Bauarbeiten der Eistalbahn, Scherer, bisher bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zur Betriebsinspektion Plattling, Meißner vom Bauamt Chemnitz 1 als Vorstand zum Neubauamt Flöha (Sa.), Siegel, Vorstand des Neubauamts Flöha (Sa.), als Vorstand zum Neubauamt Bad Lausick, König von der R. B. D. Dresden zum Bauamt Chemnitz 1, Wiedemann vom Neubauamt Dresden-Altstadt zur Abteilung 2 der R. B. D. Dresden und Zillinger vom Bauamt Pirna zum Neubauamt Dresden-Altstadt, sowie der Reichsbahnbaumeister Martin Herrmann vom E. B. A. 4 Essen zum E. B. A. Frankfurt (Oder).

Übertragen: den Reichsbahnräten Otto Müller in Dresden-Altstadt die Stellung als Vorstand beim dortigen Neubauamt, Stinner, bisher bei der Hauptverwaltung, die Geschäfte des Vorstandes bei der neuerrichteten maschinentechnischen Bauabteilung für den Bau eines Ausbesserungswerks in Niederschöneweide und Dr. jur. Trierenberg in Frankfurt (Oder) die Stellung eines Mitgliedes bei der R. B. D. Osten.

Gestorben: die Reichsbahnamtmänner Neuffer bei der R. B. D. Stuttgart, Karl Bürger, Vorstand der Bahnmeisterei 113 in Hameln (Westf.) und Ferdinand Huber beim Baukonstruktionsamt der Gruppenverwaltung Bayern in München.

Baden. Der Stadtbauinspektor Blum-Neff, Vorstand des städtischen Tiefbauamts in Karlsruhe, ist in den Ruhestand getreten.

Bayern. Der zur Dienstleistung bei der K. Afghanischen Regierung auf Ansuchen aus dem bayerischen Staatsdienst entlassene Bauamtmann Richard Niedermayer ist als Bauamtmann bei dem Kulturbauamt Deggendorf in etatmäßiger Eigenschaft wieder angestellt worden.

Preußen. Der Oberbaurat i. R. Sarauw, Stettin, früher kulturbautechnischer Dezernent bei der Regierung daselbst, ist gestorben.

INHALT: Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens? — Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. (Fortsetzung.) — Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. — Schwerer Bauunfall bei Darmstadt. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Danzig. — Zur Frage der Verminderung der Rostgefahr durch Kupferzusatz bei der Eisenherstellung. — Die Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. — Straßentunnel unter der Themse. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 5. November 1926. Heft 48

Alle Rechte vorbehalten.

Bewegungsfugen im Betonstraßenbau.[1]

Von Prof. Dr.-Ing. **Kleinlogel**, Darmstadt.

I. Anordnung der Fugen.

1. Querfugen. Nach Beobachtungen des United States Bureau of Public Roads, Washington D. C.,[2]) treten in unbewehrten Betonstraßen die Risse in der Regel in Abständen von etwa 12 bis 18 m auf. Durch eine Längsbewehrung allein kann diese Rißbildung nicht aufgehalten werden. Auch wenn die Längsbewehrung nicht kontinuierlich in der Straßenplatte weiterläuft, sondern durch Fugen in größeren Abständen unterbrochen wird, treten gewöhnlich Querrisse in 9 m Entfernung von den eingebauten Fugen auf; bei richtiger Bemessung des Bewehrungsprozentsatzes vergrößert sich diese Entfernung teilweise noch weiter bis zu 18 m. Wird also der Fugenabstand kleiner gewählt als das Doppelte desjenigen Abstandes, in dem die Risse sonst aufzutreten pflegen, so kann die Rißbildung infolge Dehnung und Schwindung fast ganz unterbunden werden. Bei größeren Fugenabständen dagegen muß man gewärtig sein, daß die Straße in etwa 9 bis 18 m Abstand von den Fugen reißt und daß in den verbleibenden Zwischenräumen später noch weitere Risse auftreten.

Auch eine starke Bewehrung kann bei Unterlassung von Fugen, wie bereits gesagt, die Rißbildung nicht unbedingt verhindern; es entstehen dann meistens statt breiterer Risse in größeren Abständen mehrere feine Risse, die enger beieinander liegen.

Nach diesen Beobachtungen des United States Bureau of Public Roads ist also die Anordnung von Querfugen in Abständen von 15 bis 30 m nur als günstig zu bezeichnen, falls man gleichzeitig dafür Sorge trägt, daß die Bewehrung der Straßenteile zwischen den Fugen so bemessen wird, daß eine Rißbildung vermieden oder in der Hauptsache hintangehalten werden kann.

Der wirtschaftlichste Abstand der Querfugen hängt also mehr oder weniger von der Höhe der Bewehrung und vom Eisenpreise ab. Bei 12 m Querfugenabstand genügt z. B. eine verhältnismäßig geringe Längsbewehrung; bei 50 bis 60 m hingegen wird eine sehr reichliche Bewehrung notwendig. Die bei derart stark bewehrten Straßen auftretenden Risse sind nur feine Haarrisse, so daß kaum ein Papierblatt oder ein Messer eingeführt werden kann. Bei der Nachprüfung einer 3 Jahre alten Betonstraße mit einer starken unteren und einer schwächeren oberen Bewehrung und mit Querfugen in 50 bis 60 m Abstand konnte man auf je 6,4 km Länge nur 15 bis 20 Haarrisse entdecken.[3]) Infolge der doppelten Bewehrung gingen die Risse aber überall nur bis zur halben Deckenstärke durch; die Bodenbewehrung hat also ein Durchreißen durch die ganze Plattenstärke wirksam verhindert.

Nach den seitherigen amerikanischen Erfahrungen hält der bekannte Straßenbaufachmann Edge[4]) bei normal bewehrten Straßen einen durchschnittlichen Querfugenabstand von rd. 30 m für praktisch. Bei geringer Bewehrung von 2,5 kg/m² haben sich Querfugenabstände von 9 m bewährt; bei der üblichen einfachen oder doppelten Bewehrung mit 4 bis 6 kg/m² konnten dagegen die Fugen ohne Bedenken weiter, und zwar bis zu 30 m auseinandergelegt werden. So wählt z. B. die Division of Highways im Staate Ohio bei unbewehrten Straßen einen Querfugenabstand von 15 m, bei bewehrten dagegen einen solchen von 30 m[5]).

Die Bestimmungen für den Bau von Betonstraßen in England geben für bewehrte ein- und zweischichtige Betonstraßen 18 m als Richtlinie für einen normalen Querfugenabstand an, ohne jedoch im übrigen die endgültige Entschließung der Bauleitung zu beeinflussen.

In manchen Staaten von Nordamerika werden überhaupt keine Fugen in der Straße angeordnet[6]); dafür unterbricht man die Längsbewehrung an solchen Stellen, an denen eine Rißbildung erwünscht ist, so daß sich dort später eine natürliche Fuge von selbst bilden kann.[7])

Für die Rißbildung in erster Linie maßgebende Umstände sind das Klima und die auftretenden Temperaturschwankungen. Es ist deshalb keineswegs erstaunlich, daß in den westlichen und mittleren Staaten von Nordamerika mit mildem Klima, wo also nur geringe Temperaturunterschiede zwischen Sommer und Winter auftreten, wie z. B. in Nord-Carolina und Georgia, ganze Strecken ohne Dehnungsfugen ausgeführt worden sind. Zwar treten bei solchen Straßen durch das Schwinden des Betons in den ersten beiden Jahren wilde Risse auf; die letzteren werden aber nach zwei Jahren mit Asphalt ausgegossen. Die hierdurch entstehenden Ausbesserungskosten sollen erheblich geringer sein, als die Einschaltung von Dehnungsfugen gekostet hätte. So kommen z. B. in den beiden Staaten Illinois und Missouri Dehnungsfugen nur noch in Stadtstraßen mit schwerem Lastwagenverkehr zur Anwendung, und nach Ansicht der Portland-Cement-Association, Chicago, dürfte zu erwarten sein, daß sich diesem Vorgehen in der nächsten Zeit noch weitere Staaten anschließen.[8])

Auch bei anderen Ausführungen wurde von der Durchführung besonderer Querfugen abgesehen und lediglich die bei Arbeitsunterbrechungen entstehenden Arbeitsfugen als Dehnungsfugen ausgebildet. Diese Bauweise kam u. a. im Jahre 1921 bei der Herstellung von 227 km Betonstraße in Maricopa-County im Staate Arizona zur Anwendung.[9]) Hier wurden die bei jedem Schichtwechsel und am Schluß der Halbtagschichten entstehenden Fugen als Querdehnungsfugen ausgebildet. Bei einer später durchgeführten Untersuchung von 50 lfd. km dieser Straße wurde kein einziger Längsriß festgestellt. Neben den günstigen klimatischen Verhältnissen ist dies vor allem darauf zurückzuführen, daß der mit besonderer Sorgfalt gemischte Beton auf den genau vorbereiteten Untergrund aufgebracht wurde und während der ersten Zeit seiner Erhärtung eine sachgemäße Nachbehandlung erhielt.

Bei einer anderen 42 km langen, bei kaltem Wetter betonierten Straße, die auf die gleiche Weise hergestellt worden war, schlossen sich die als 12 mm starke Dehnungsfugen ausgebildeten Arbeitsfugen und verursachten ein Heben der einzelnen Plattenenden. Wenn sich auch dieser Zustand mit dem Wechsel der Temperatur änderte, so traten doch dort, wo sich die beiden anstoßenden Plattenenden hoben, Längsrisse infolge Überbeanspruchung auf. Ging dagegen nur ein Deckenteil hoch, so bildete sich teilweise ein um 5 cm hoher unerwünschter Grat quer zur Straße.

Bei Kurven gelten hinsichtlich der Fugenabstände die gleichen Regeln; man richtet sich dort aber meist so ein, daß am Kurvenanfangs- und Endpunkte je eine Querfuge liegt.

Was nun unsere deutschen Verhältnisse anbetrifft, so dürfte es ratsam sein, vorläufig an den oben angeführten Angaben von Edge als Richtlinie festzuhalten.

2. Längsfugen. Im allgemeinen treten Längsrisse dann auf, wenn die Betonstraßen breiter als 5,5 oder 6 m sind. Längsrisse können insofern viel nachteiliger werden als Querrisse, weil manchmal, namentlich bei nicht einwandfreiem Untergrunde, die beiden Straßenhälften das Bestreben haben, voneinander abzurücken, wodurch die Risse sofort breiter werden. Auch unterliegen die Kanten der Längsrisse einer größeren Beanspruchung und erfahren eine raschere Zerstörung durch Abbröckeln der Ränder, so daß im allgemeinen mit Längsfugen nicht gespart werden sollte.

Durch Anordnung von Längsfugen kann ferner das Auftreten von solchen Längsrissen vermindert werden, die ihre Ursache im Quellen des Untergrundes haben. Bekanntlich werden schon durch geringen Feuchtigkeitswechsel des Bodens beträchtliche Volumenveränderungen bei diesem hervorgerufen. Wirkt z. B. Regenwetter auf lehmigen Untergrund, so wird zunächst der Boden an den Rändern aufquellen und dort die Betonplatte hochheben; beim Schwinden des Betons hingegen verlieren die Plattenränder häufig ihre Unterstützung.[10]) Die Betonplatte wirkt also das eine Mal als Balken auf zwei Stützen, das andere Mal als Kragträger und wird in der Mitte derart beansprucht, daß einmal positive, das andere Mal negative Biegungsmomente auftreten. Die Platte erhält also in der Straßen-

---

[1]) Aus dem in Vorbereitung befindlichen, demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinenden neuen Buche „Bewegungsfugen“ des Verfassers hat uns dieser entgegenkommenderweise jetzt schon den vorliegenden im Auszuge wiedergegebenen Abschnitt zur Verfügung gestellt. Die Schriftleitung.

[2]) Eng. News-Rec., 1924, Vol. 93, Nr. 19, S. 743 u. f.

[3]) Eng. News-Rec. vom 15. November 1923, S. 790.

[4]) Vergl. Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller, Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens, Berlin 1926, Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

[5]) Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller, Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens usw., S. 102.

[6]) Vergl. hierzu den Bericht von Mr. H. J. Kuelling auf dem V. Intern. Straßenkongreß in Mailand 1926. — Concrete Roads in Eight Countries, Concrete-London 1926, September Vol. XXI, Nr. 9, S. 647.

[7]) Eng. News-Rec. 1924, Vol. 93, Nr. 19, S. 743.

[8]) F. Hoffmann, Johannisthal, „Zement“ 1925, Nr. 31, S. 663.

[9]) Eng. News-Rec., Vol. 86, Nr. 21 u. 24, S. 882 und 1026 u. f.

[10]) Eng. Rews-Rec. 1924, Vol. 93, Nr. 19, S. 743.

mitte erhebliche Beanspruchungen, die mit der Zeit zu Längsrissen führen. Zwar ist es bei stark lehmhaltigem Boden üblich, das Quellen durch vorheriges Einwalzen grobkörnigen Schotters zu verringern, trotzdem ist es zweckmäßig, eine Längsfuge in der Straßenmitte anzuordnen. Bei sehr breiten Straßen hat sich die Anordnung von zwei Längsfugen, also die Unterteilung der ganzen Straßenplatte in drei einzelne Längsstreifen, als praktisch erwiesen.

Wie vorteilhaft die Anordnung einer Längsfuge ist, zeigte sich besonders bei Betonstraßen der Stadt Seattle (Wash.)[11]), wo 7,62 m breite Betonstraßen ohne Längsfugen ausgeführt werden. Hier stellten sich nach mehrjährigem Verkehr viele Längsrisse ein. Um deren Auftreten bei der später gebauten 9,14 m breiten durchgehenden 22. Avenue N. W. zu verhindern, baute man dann eine sogen. „Scheinfuge" als Längsfuge ein, d. h. es wurde in Straßenmitte eine 5 cm tiefe Rille in dem noch frischen Beton mittels eines T-Eisens hergestellt und nach dem Erhärten des Betons mit Bitumen ausgefüllt. Die Straßenplatte riß dann wahrscheinlich längs dieser Rille von selbst auf die ganze Plattenstärke durch. Diese wenn auch sehr primitive Ausbildung der Längsfuge hat aber, wie auch die Erfahrung bewiesen hat, eine Rißbildung späterhin vermieden (Abb. 1a, b, c).

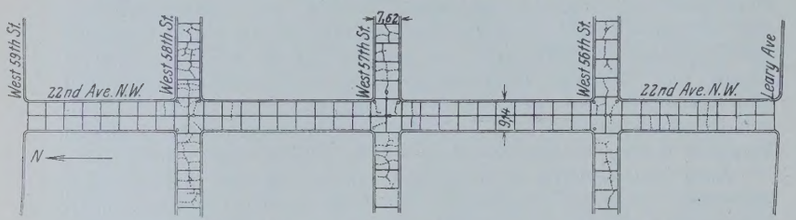


Abb. 1a. Rißbildung in Betonstraßen mit und ohne Längsfugen.

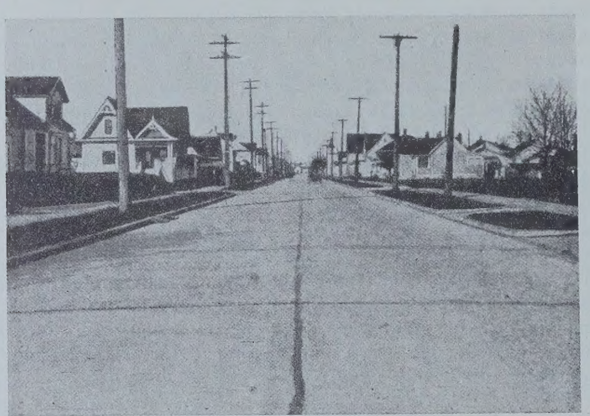


Abb. 1b. Betonstraße mit Längsfugen. (22. Avenue in Seattle.)

Abb. 1c. Straße ohne Längsfugen, dafür mit Längsrissen.

Schließlich spielen für die Anordnung von Längsfugen noch zwei rein praktische Gründe eine Rolle. Einerseits ergibt sich eine Längsfuge gewissermaßen von selbst dadurch, daß die Ausführung einer Straße wegen der Unmöglichkeit einer vollständigen Sperrung die Arbeitsteilung in zwei Längshälften verlangt; anderseits bildet die Längsfuge die natürliche Scheidung der beiden Verkehrsrichtungen; sie wird auf der fertigen Straße noch weiterhin durch einen besonderen weißen Farbstrich oder durch einen weißen Mörtelstreifen gekennzeichnet (Abb. 1b). Wirtschaftlich erspart man durch die Anordnung von Längsfugen an Querbewehrung und hat dadurch einen weiteren Vorteil.

II. Konstruktion und Ausführung der Fugen.

Alle Fugen müssen genau senkrecht zur Straßenoberfläche und die Querfugen rechtwinklig zur Straßenachse ausgeführt werden. Liegen die Fugenebenen nicht genau senkrecht zur Straßenoberfläche, so ist zu befürchten, daß sich die anstoßenden Teile gegeneinander abheben oder verschieben. Während und nach der Herstellung ist die Straßenfläche beiderseits der Fugen mit einem 3 m langen Richtscheit, das auf seiner ganzen Länge glatt aufliegen muß, zu überprüfen (Abb. 2); jede Unregelmäßigkeit ist sofort zu beseitigen, denn die Fugenkanten müssen bei den anstoßenden Plattenteilen, namentlich bei den Querfugen, unbedingt gleich hoch liegen. Die Fugenkanten werden mit einem Halbmesser von 3 mm (in England 6 mm) abgerundet, um sie vor Abschürfung und Beschädigung durch die Räder zu schützen. Im übrigen ist es klar, daß die Fugen jeweils durch die ganze Deckenstärke hindurchgehen müssen.

a) Querfugen. Die Stärke der Querfugen wechselt von der mit etwa 6 mm anzunehmenden Dicke einer doppellagigen Teerpappe bis zu 12 mm. Die Division of Highways im Staate Ohio wählt die Fugenstärke je nach der bei der Ausführung der Straße vorherrschenden Temperatur. Bei Wärmegraden über 10° C werden die Fugen 6 mm, bei Temperaturen unter 10° C 12 mm stark gemacht. Im großen und ganzen hat sich eine Spaltbreite von 8 bis 10 mm als am geeignetsten erwiesen.

Die Herstellung der Fugen geschieht auf folgende Weise:[12])

Abb. 2. Nachprüfen der Fugen mittels Richtscheits.

Ein Brett oder Eisenblech wird senkrecht zur Straßenoberfläche und rechtwinklig zur Straßenachse eingesetzt. Der Füllstoff (Filzstreifen, Asphaltpappe u. dergl.) wird dann gegen dieses Brett angesetzt und durch besondere, zum leichten Herausziehen oben mit Ösen versehene Eisenstifte in seiner Lage festgehalten. Ist nun das eine Straßenstück fertig betoniert und auch von der anderen Seite genügend Beton gegen das Brett gestampft und abgeglichen, so kann das Brett herausgezogen werden. Das Brett wird dabei zuerst von einer Seite aus langsam hochgehoben, und in demselben Maße wird Beton eingebracht, damit das Fugenfüllmaterial in seiner vorgesehenen Lage verbleibt. Die Straßenoberfläche beiderseits der Fugen wird dann nochmals abgeglichen, und die Kanten der Fugen werden leicht mit einem Profilwerkzeug (3 bis 6 mm Halbmesser) abgerundet.

Werden lediglich die entstehenden Arbeitsfugen, d. h. diejenigen Fugen, die zwangsweise entstehen, wenn die Arbeiten länger als 30 Minuten unterbrochen werden müssen (am Ende der Tagesleistung oder bei Schichtwechsel), als Dehnungsfugen ausgebaut, so geschieht die Ausbildung der Fugen in der gleichen Weise. Ist der Beton bis zum Brett fertig eingebracht und bei Wiederaufnahme der Arbeit bereits abgebunden, so wird der Fugenfüllstoff natürlich unmittelbar gegen den abgebundenen Beton gebracht und anfänglich durch die oben erwähnten Eisenstifte in seiner Lage festgehalten.

Bei unsicheren Untergrundverhältnissen, wie z. B. bei frisch aufgefülltem Gelände u. dergl., aber auch sonst ist es z. T. üblich, die Plattenteile beiderseits der Querfugen durch 1,20 m lange Rundeisendübel von 20 mm Durchm. in halber Plattenhöhe zu verbinden (Abb. 3). Um

[11]) Tiedemann, Center Joints Reduce Cracking of Seattle Pavements, Eng. News-Rec., Vol. 96, Nr. 16, vom 22. April 1926, S. 646 u. f. — „Zement", Die Betonstraße, 1926, Nr. 13, S. 52. Die Ausbildung von Fugen als „Blindfugen".

[12]) Neumann, „Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika", S. 35, Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

die Gleitmöglichkeit in der Fuge zu erhalten, ist es selbstverständlich notwendig, die eine Hälfte des Eisens mit dickem Packpapier oder Dachpappe zu umhüllen bezw. mit einem Farb- oder Ölanstrich zu versehen. Die Dübel werden in Abständen von 0,60 bis 0,90 m verlegt. Das zur Herstellung verwendete Brett muß natürlich an den für die Dübel vorgesehenen bestimmten Stellen nutenartige Aussparungen aufweisen.

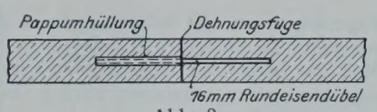


Abb. 3. Mit Rundeisen verdübelte Längsfuge.

Eine andere Ausführung der Querfugen besteht in der Verwendung von Eisenblechprofilen, wie solche bei den Längsfugen fast allgemein üblich sind (Abb. 4). Weiteres siehe unter b) Längsfugen.

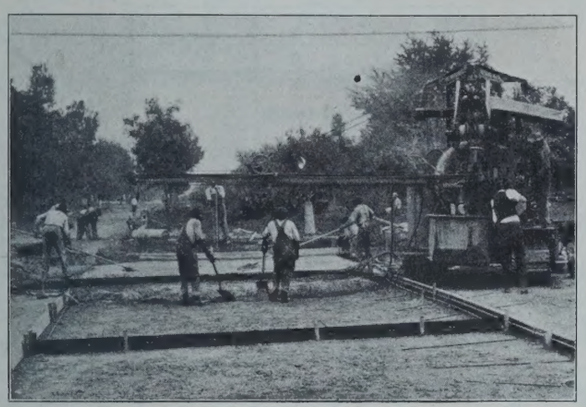


Abb. 4. Verwendung von Fugenblechen zu Querfugen.

Bei Betonstraßen mit größeren Neigungen als 10% muß ferner eine Verankerung der einzelnen Straßenplatten im Untergrunde stattfinden, um ein Wandern der Platten zu verhindern. So wurde in Port Washington, N. Y.,[13]) am Fußende jeder Betonplatte vor der Dehnungsfuge ein besonderer Plattenanker in den Boden eingelassen (Abb. 5), der gegen Abscherung mit je 16 Rundeisendübeln von 18 mm Durchm. auf 1 m Breite bewehrt war.

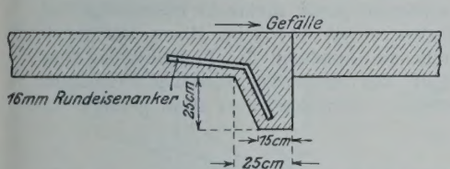


Abb. 5. Verankerung der Straßenplatte bei starkem Gefälle.

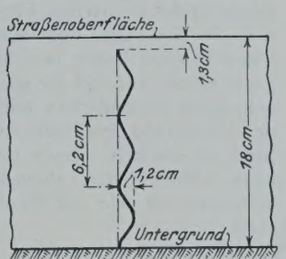


Abb. 6. Längsfugenbleche aus Wellblechstreifen.

Nach dem Erhärten des Betons wird das Fugenfüllmaterial bis auf 1 cm Höhe über der Straße belassen und der verbleibende Teil dann mit heißen Eisen bis auf die Straßenoberfläche herabgepreßt. Bei Entfernung der Seitenschalung müssen ferner die äußeren, seitlichen Fugenkanten völlig frei gelegt werden, damit die einzelnen Platten durchaus getrennt sind.

Bei bewehrten Straßen ist es in manchem Staate, wie z. B. in Nord-Carolina[14]) üblich, auf beiden Seiten der Fugen die Bewehrung auf eine gewisse Strecke zu verstärken.

Werden Fahrbahn und Randstein zusammenhängend ausgeführt[15]), so müssen die Querfugen in gerader Linie durch Fahrbahn und Randstein laufen.

b) Längsfugen. Die Längsfugen werden meistens bei Straßenbreiten über 5,50 m in der Mitte der Straße und genau wie die Querfugen senkrecht zur Straßenoberfläche angeordnet. Zur Fugenkonstruktion dienen fast überall sogenannte Fugeneisen mit verschiedenem Profil. Früher, wie z. B. bei den im Jahre 1921 im Staate Illinois ausgeführten Betonstraßen, bildete ein einfacher Wellblechstreifen, der 12 mm niedriger als die Betonplattenstärke war, das Fugenblech. Durch seitlich in den Boden getriebene Rundeisenstäbe wurden die Fugenbleche während des Betonierens festgehalten (Abb. 6). Um ein Auseinanderrücken der beiden Straßenhälften zu vermeiden, werden weiterhin in 3 m Abstand 1,50 m lange Querdübel aus 20-mm-Rundeisen in halber Deckenstärke gemäß Abb. 3 eingebaut. Im Staate New York kamen später winkelartig gebogene Fugenbleche (Abb. 7) zur Verwendung.

Am verbreitetsten sind indessen diejenigen Fugenbleche, die die beiden Plattenteile nut- und federartig miteinander verbinden (Abb. 8 u. 9), wodurch gleichzeitig einem Verschieben der einzelnen Teile gegeneinander vorgebeugt wird. Die entweder aus galvanisiertem oder mit einem Anstrich versehenen, aus Eisenblech bestehenden Fugeneisen finden sich hier in den verschiedenen Formen, mit trapezförmiger, runder oder dreieckiger Ausbuchtung (Abb. 9a bis c). Die einzelnen aufeinanderfolgenden Blechstreifen werden am Stoß auf 5 cm Länge überlappt und durch 38 cm lange Rundeisennadeln von 10 mm Durchm. festgehalten. Solche Nadeln werden weiterhin in Abständen bis zu 1 m eingelassen. Ferner müssen die Bleche in Abständen von 1,50 m gebohrte oder gestanzte Löcher in der Mitte besitzen, um in diesen Entfernungen 1,20 m oder 1,50 m lange, aus 12-mm- oder 20-mm-Rundeisen bestehende Querdübel durchstecken zu können. Die Fugenblechhöhe ist meist 12 mm kleiner als die Plattenstärke, um das Stampfen und das maschinelle Bearbeiten der Oberfläche in der Nähe der Fugen nicht zu behindern. Um das genaue Verlegen der Längsfugeneisen zu gewährleisten, finden teilweise besondere Spurhalter Verwendung (Abb. 10), die auf die seitlichen Schalungen aufgesetzt werden. Sind die Fugenbleche verlegt, so werden auf diese besondere Kappleisten (Abb. 11) aufgesetzt, deren Oberkante mit der Höhe der endgültigen Straßenoberfläche zusammenfällt. Die Fugenkanten beiderseits der Kappleiste werden mit 3 mm Halbmesser abgerundet. Ist der Beton erhärtet, so werden die Kappleisten abgenommen und die verbliebenen Rillen mit Asphalt oder sonst einem geeigneten Bitumen ausgefüllt.

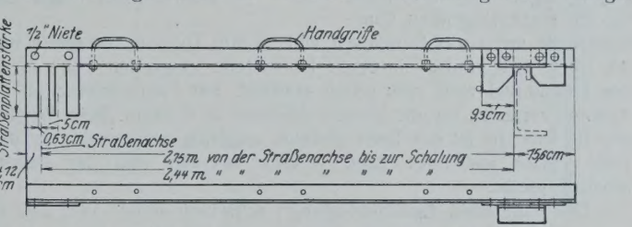


Abb. 10. Spurhalter zum Verlegen der Längsfugenbleche.

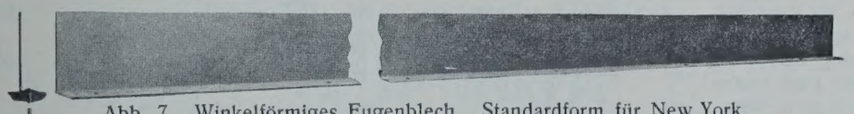


Abb. 7. Winkelförmiges Fugenblech. Standardform für New York.

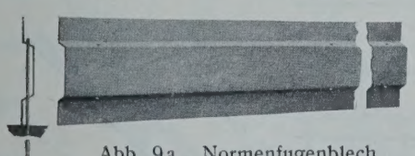


Abb. 9a. Normenfugenblech des Staates New Jersey.

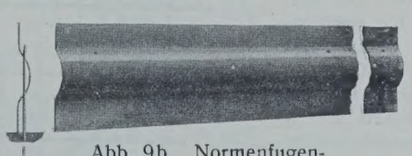


Abb. 9b. Normenfugenblech des Staates Illinois.

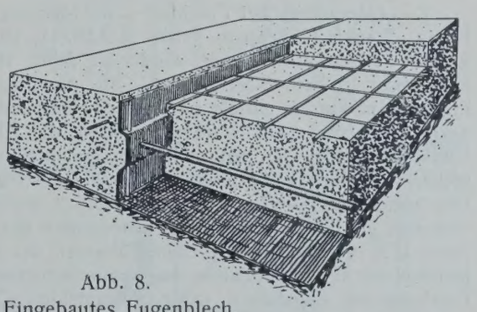


Abb. 8. Eingebautes Fugenblech.

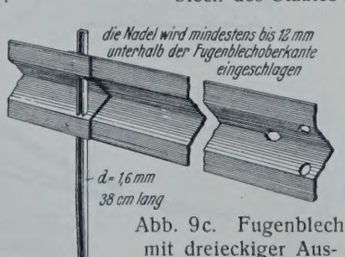


Abb. 9c. Fugenblech mit dreieckiger Ausbuchtung.

Teilweise spart man auch unmittelbar neben der Längsfuge einen besonderen Streifen von 10 cm Breite und 2,5 cm Tiefe aus und bringt in die so entstandene Rille bereits 4 bis 12 Stunden nach dem Betonieren eine aus weißem Zementmörtel bestehende „Spurplatte" ein, die in der Mitte etwas erhöht ist (Abb. 12). Diese Spurplatte stellt dann einen fortlaufenden weißen Streifen dar und trennt die beiden Verkehrsrichtungen

[13]) Eng. News-Rec., Vol. 89, Nr. 25, S. 1059 u. 1060.

[14]) Eng. News-Rec., Vol. 93, Nr. 24, S. 954.

[15]) Kleinlogel, „Nordamerikanische Betonstraßen", Zementverlag, Charlottenburg 2, Knesebeckstr. 74.

voneinander. Bei Straßen ohne Spurplatten wird diese Trennungslinie durch wetterfesten weißen Farbanstrich gekennzeichnet.

Wie bereits erwähnt, muß bei in zwei Längshälften geteilten Ausführungen stets eine Längsfuge eingebaut werden. Auf der großen Durchgangstraße durch New Jersey von Camden nach Atlantic City wurde die Längsfuge gemäß Abb. 13 ausgebildet.[16]) Vor dem Betonieren der anderen Straßenhälfte wird die Fugenfläche des erhärteten Betons mit einem Teeranstrich versehen.

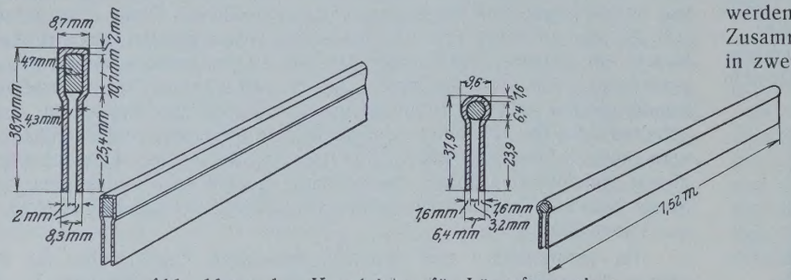


Abb. 11a u. b. Kappleisten für Längsfugeneisen.

c) Arbeitsfugen. Den durch die Arbeitsunterbrechung entstehenden Fugen, den sogenannten „Arbeitsfugen", muß natürlich ganz besondere Beachtung geschenkt werden. Sie müssen stets als solche ausgeführt werden, wenn die Betonierarbeit länger als 30 Minuten unterbrochen werden muß.[17]) Bei ihrer Ausführung wird ebenso wie bei der Querfuge ein Brett senkrecht zur Straßenoberfläche und rechtwinklig zur Straßenachse aufgestellt und dagegen betoniert. Das Brett besitzt 7,5 cm unterhalb der Straßenoberkante in 90 cm gegenseitigem Abstande Löcher für die einzubringenden Querdübel, die meist aus Rundeisen von 20 mm Durchm. bestehen und je 60 bis 75 cm tief in die einzelnen Plattenteile eingreifen. Die eine Hälfte der Eisendübel wird, wie schon erwähnt, mit Papier umwickelt oder mit Anstrich versehen, um die Verschieblichkeit zu sichern. Beim Wiederbeginn des Betonierens ist das Brett alsdann sorgfältig wegzunehmen, damit die Dübel nicht aus ihrer Lage verrückt werden und der Beton unbeschädigt bleibt.

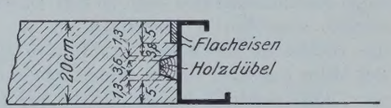


Abb. 13. Längsfugenausbildung bei der Durchgangstraße von Camden nach Atlantic City.

Die englischen Bestimmungen[18]) schreiben ferner vor, daß die alte Fugenfläche vor der Wiederaufnahme des Betonierens stets tüchtig aufzurauhen, zu säubern und mit reinem Zementmörtel einzuschlämmen ist. Muß das Betonieren in geringerer Entfernung als 3 m von einer Arbeitsfuge abermals unterbrochen werden, so ist der Beton bis zu der letzten Fuge wieder wegzunehmen.

d) Fugenfüllstoff. Der zur Ausfüllung von Fugen und Rissen dienende Füllstoff kann aus Teer, Asphalt oder asphaltähnlichen Erzeugnissen bestehen.[19]) Der Füllstoff darf bei heißem Wetter nicht brüchig werden. Es finden sich im Handel geeignete Füllstoffe der verschiedensten Zusammensetzung. Sie zerfallen grundsätzlich nach der Verwendungsart in zwei Gruppen:

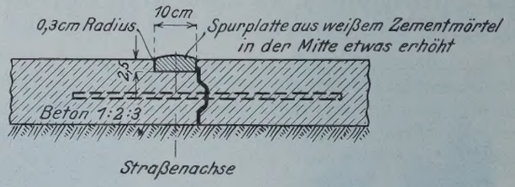


Abb. 12. Ständige Spurplatte.

1. Die eine Art wird durch Erhitzen flüssig gemacht und heiß aufgetragen. Beim Erhitzen ist genau darauf zu achten, daß das Bitumen nicht überhitzt wird, sonst werden gewisse wertvolle Bestandteile ausgekocht, und der Füllstoff wird nach dem Erkalten spröde und leicht brüchig. Die heißen Bitumen fließen schnell und füllen rasch alle Fugenteile aus.

2. Zu der anderen Art der Bitumen zählen diejenigen, die kalt angewendet werden. Diese fließen natürlich wesentlich langsamer als die heiß verwendeten Bitumen.

e) Unterhaltung. Die Unterhaltung der Dehnungsfugen in der Betonstraße besteht darin, daß die Fugen in gewissen Zeitabständen nach vorheriger gründlicher Reinigung mit scharfen Bürsten wieder mit Bitumen ausgefüllt werden. Der Füllstoff wird derart eingegossen, daß er die Fuge eben gut ausfüllt, so daß ein schwarzer Streifen über dem Pflaster entsteht, der sofort nach dem Eingießen mit getrocknetem Sand bestreut wird. Wenn infolge nicht senkrechter Fugen Unregelmäßigkeiten entstehen, wenn sich z. B. die eine Platte hebt oder über die andere schiebt, so muß die höhere Platte in einer Breite von 20 bis 25 cm von der Fuge ab, quer über die ganze Straße und auf die ganze Plattentiefe ausgehauen werden. Die ausgehauenen Seitenflächen sind wiederum genau senkrecht zuzurichten. Ist der Untergrund lehmhaltiger Boden, so ist er 7,5 bis 10 cm tief durch Sand zu ersetzen. Nach gründlichem Annässen der Fugenflächen wird dann wieder Beton eingestampft, der möglichst dasselbe Mischungsverhältnis hat wie der Straßenbeton, mindestens aber nicht geringer ist als 1 : 2 : 3.

[16]) Eng. News-Rec., Vol. 89, Nr. 25, S. 1059 u. 1060. Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller, Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens", S. 80. Berlin 1926. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

[17]) „Zement" 1925, Nr. 28, S. 610.

[18]) „Zement" 1925, Nr. 3, S. 46 unter XIV.

[19]) Feuchtinger, Unterhaltung der Betonstraße in Amerika, „Zement" 1925, Nr. 37, S. 769.

Die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. Oder.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Kado** in Frankfurt a. d. Oder.

Die Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder liegt im Zuge der Bahnlinie Berlin—Frankfurt—Reppen—Posen (s. Abb. 1). Die Teilstrecke Frankfurt—Reppen—Posen dieser Linie wurde im Jahre 1870 eingleisig und 1899 zweigleisig in Betrieb genommen. Sie überquert die Oder kurz hinter Frankfurt in km 3,9 mittels elf eiserner Überbauten von je rd. 40 m Stützweite. Im Jahre 1870 wurden zunächst die Überbauten des heutigen Gleises Frankfurt—Reppen in Betrieb genommen, während die Brückenpfeiler von vornherein schon für zwei Gleise hergerichtet waren. Die Überbauten des Gleises Reppen—Frankfurt wurden 1899 in Betrieb genommen, gleichzeitig wurden die Überbauten des Nachbargleises aus dem Jahre 1870 verstärkt. Eine Übersichtskizze der Brücke gibt Abb. 2. Es handelt sich in beiden Fällen um Parallelfachwerkträger mit hochliegender Fahrbahn und Zugstreben, in den Mittelfeldern Gegenstreben.

Die Überbauten beider Gleise sind den heutigen Verkehrslasten nicht mehr gewachsen und erleiden erhebliche Überbeanspruchungen, so daß ihre Verstärkung oder ihr Ersatz durch neue Überbauten erforderlich wird, zumal in allernächster Zeit eine wesentliche Erhöhung der Verkehrslasten auf dieser Strecke zu erwarten ist. Der Berechnung der Brücke von 1899 war der Lastenzug 1895 der preußischen Staatsbahn (s. Abb. 3) mit einem Gewichte von 5,7 t/m zugrunde gelegt. Für diesen Lastenzug war auch die Brücke von 1870 verstärkt worden. Der Lastenzug *G* der Deutschen Reichsbahn mit 8,2 t/m entspricht etwa den gegenwärtig vorhandenen Verkehrslasten und der Lastenzug *E* mit 8,9 t/m den demnächst auf dieser Strecke zu erwartenden Lasten. Die Kurve der Größtmomente für diese drei Lastenzüge zeigt, daß bei 40 m Stützweite der Lastenzug *G* gegen-

Anwachsen der Verkehrslasten von 1870 bis 1925.

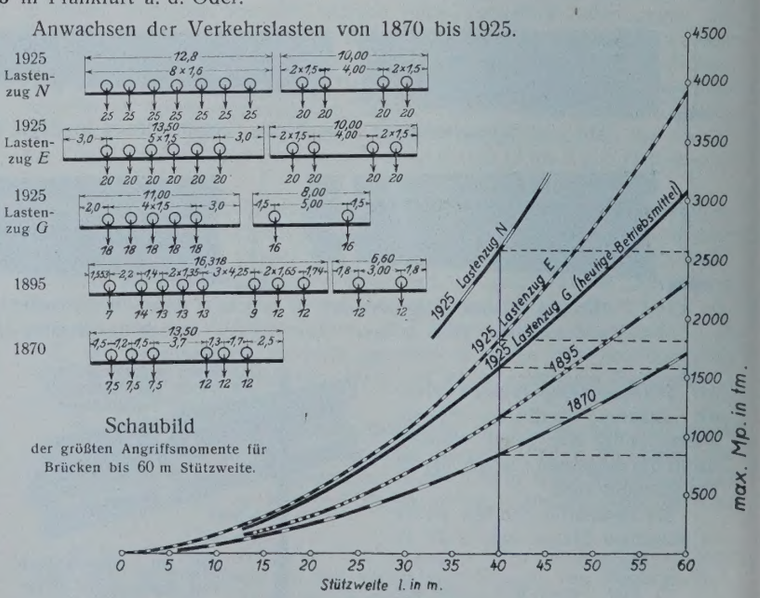


Schaubild der größten Angriffsmomente für Brücken bis 60 m Stützweite.

Abb. 3.

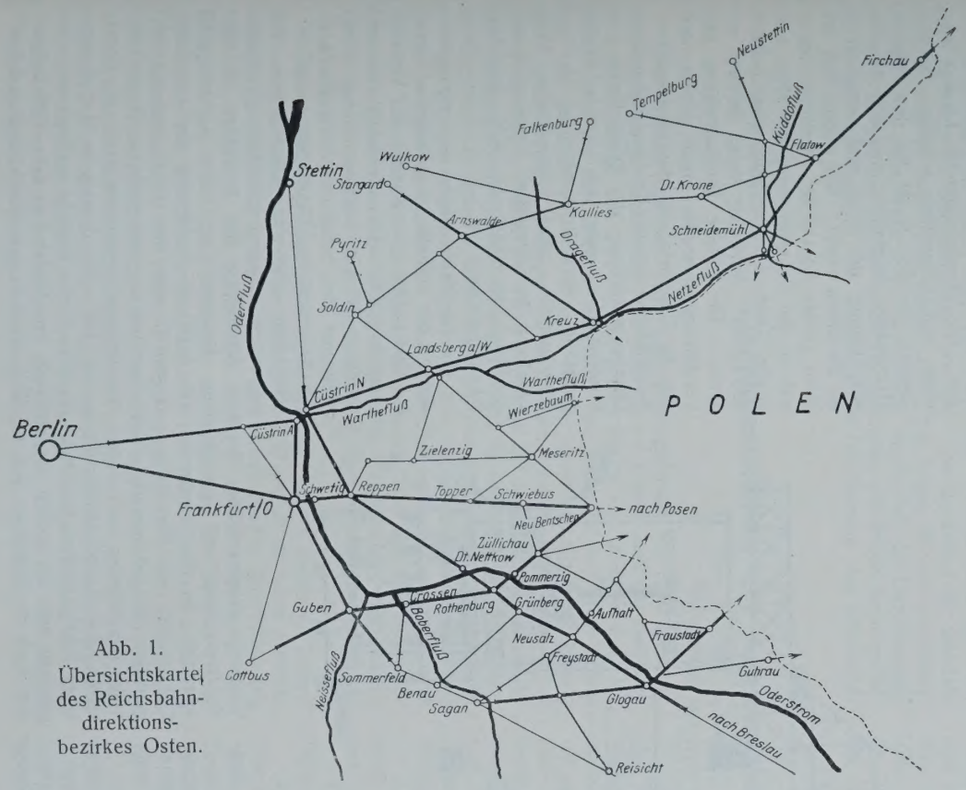


Abb. 1. Übersichtskarte des Reichsbahndirektionsbezirkes Osten.

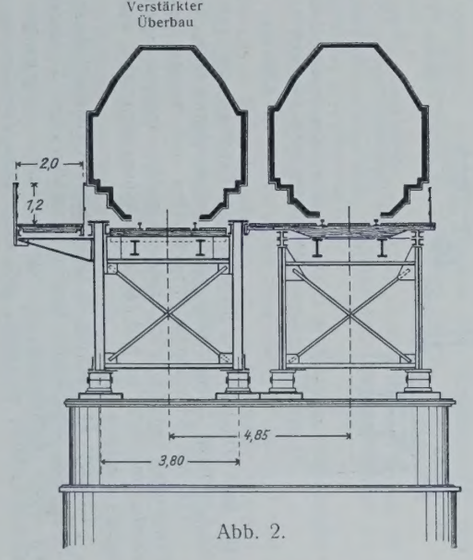


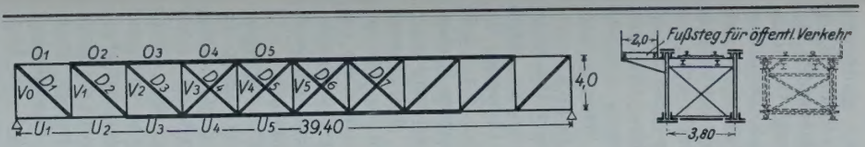
Abb. 2.

I. Überbauten im Gleis Frankfurt (Oder)—Reppen.

1. Inbetriebnahme 1870.
2. Baustoff: Schweißeisen.
3. Verstärkt 1900.
4. Gewicht eines Überbaues { vor der Verstärkung 60 t ohne Lager, nach der Verstärkung 81,2 t ohne Lager.
5. Erneuerung für 1927 geplant.

II. Überbauten im Gleis Reppen—Frankfurt (Oder).

1. Inbetriebnahme 1899.
2. Baustoff: Flußeisen.
3. Gewicht eines Überbaues 88,7 t { ohne Fußweg und ohne Lager.
4. Lastenzug von 1895.

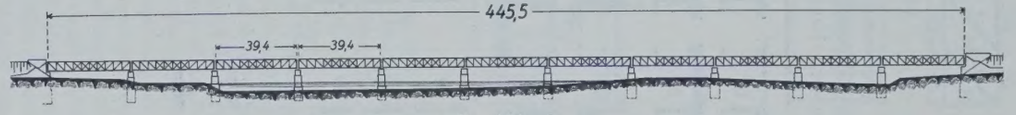


Verstärkung ohne Entlastung vom Eigengewicht. Die stark ausgezogenen Stäbe sollen verstärkt werden.

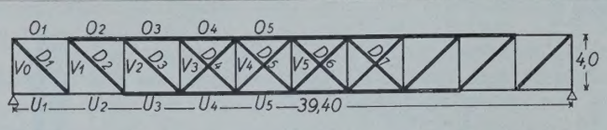
Querschnitte	Stab	Spannungen im äußeren Hauptträger (Lastenzug *E*)					
		Fläche		Hauptspannungen		Haupt- + Zusatzspannungen	
		unverstärkt	verstärkt	Spannungen im alten Querschnitt	Spannungen im Verstärkungsquerschnitt	Spannungen im alten Querschnitt	Spannungen im Verstärkungsquerschnitt
O1 O2 O3 O4,5	*O* 1	193,2	—	— 1020	—	— 1180	—
	2	193,2	250,00	— 1455	— 1150	— 1625	— 1320
	3	268,8	326,00	— 1442	— 1160	— 1585	— 1300
	4	268,8	374,00	— 1464	— 1140	— 1604	— 1280
	5	268,8	396,70	— 1455	— 1120	— 1595	— 1260
U1,2 U3 U4 U5	*U* 1	167,4 (*F*)	—	—	—	— 286	—
	2	138,3 (*Fn*)	—	1340	—	1730	—
	3	220,0	274,00	1405	1160	1700	1455
	4	254,8	315,30	1400	1120	1680	1400
	5	254,8	360,00	1429	1110	1700	1381
D1 D2 D3 D4 D5 D6 D7	*D* 1	133,6	191,30	1490	1170	1645	1320
	2	109,6	155,50	1482	1170	1619	1310
	3	85,6	116,00	1496	1210	1656	1370
	4	62,1	82,40	1485	1250	1655	1420
	5	42,0	61,00	1282	1165	1437	1320
	6	—	32,15	—	1483	—	1670
	7	—	20,00	—	1420	—	1600
V0,1,2 V3,4,5	*V* 0	202,8	—	— 1500	—	— 1660	—
	1	202,8	—	— 1320	—	— 1470	—
	2	202,8	—	— 1078	—	— 1200	—
	3	141,2	—	— 1453	—	— 1620	—
	4	141,2	—	— 1042	—	— 1175	—
	5	141,2	—	— 660	—	— 750	—

Tabelle und Abb. 4.

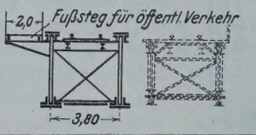
Ansicht der Brücke. Vom Unterstrom gesehen.



Zu Abb. 2.



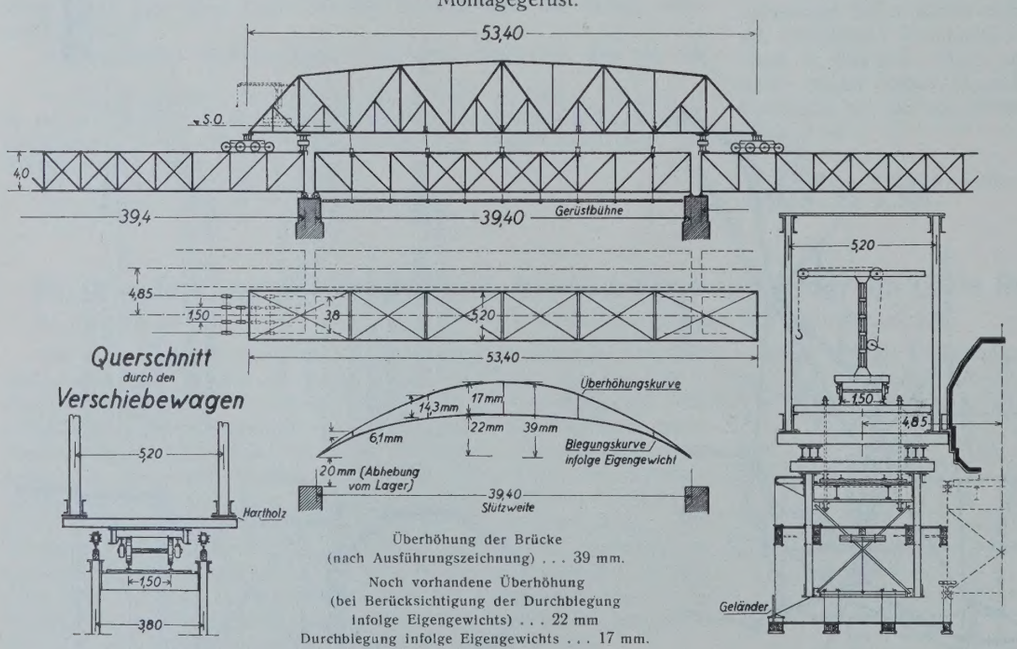
Verstärkung unter Entlastung vom Eigengewicht. Die stark ausgezogenen Stäbe sollen verstärkt werden.



Querschnitte des äußeren Hauptträgers	Spannungen in den verstärkten Hauptträgern (Lastenzug E) Äußerer Hauptträger				Innerer Hauptträger				Querschnitte des inneren Hauptträgers
	Stab	Fläche	Hauptspannungen	Haupt- + Zusatzspannungen	Stab	Fläche	Hauptspannungen	Haupt- + Zusatzspannungen	
O1 O2 O3 O4,5	O 1	193,20	— 1020	— 1180	O 1	171,60	— 895	— 1080	O1 O2 O3 O4,5
	2	232,40	— 1492	— 1670	2	189,20	— 1420	— 1650	
	3	308,00	— 1490	— 1640	3	243,00	— 1440	— 1648	
	4	343,20	— 1500	— 1670	4	278,40	— 1430	— 1640	
	5	352,00	— 1500	— 1700	5	278,40	— 1470	— 1683	
U1,2 U3 U4 U5	U 1	167,40 (= F)	—	— 286	U 1	167,40	—	— 286	U1,2 U3 U4 U5
	2	138,30 (Fn)	1340	1730	2	138,30	1040	1442	
	3	243,50	1329	1660	3	196,60	1275	1700	
	4	301,80	1400	1700	4	254,90	1280	1690	
	5	338,80	1416	1700	5	278,40	1330	1720	
D1 D2 D3 D4 D5 D6 D7	D 1	182,30	1461	1620	D 1	143,90	1440	1640	D1 D2 D3 D4 D5 D6 D7
	2	155,50	1370	1520	2	119,90	1395	1600	
	3	117,50	1390	1550	3	101,00	1280	1650	
	4	82,10	1430	1610	4	74,80	1280	1462	
	5	54,00	1390	1590	5	48,40	1290	1500	
	6	32,15	1443	1670	6	32,15	1260	1460	
	7	20,00	1420	1700	7	20,00	1310	1600	
V0,1,2 V3,4,5	V 0	202,80	— 1500	— 1660	V 0	202,80	— 1210	— 1376	wie beim äußeren Hauptträger
	1	202,80	— 1320	— 1470	1	202,80	— 1040	— 1190	
	2	202,80	— 1078	— 1200	2	202,80	— 835	— 955	
	3	141,20	— 1453	— 1620	3	141,10	— 1145	— 1310	
	4	141,20	— 1042	— 1175	4	141,10	— 835	— 960	
	5	141,20	— 660	— 750	5	141,10	— 550	— 640	

Tabelle und Abb. 5.

Montagegerüst.



Überhöhung der Brücke
(nach Ausführungszeichnung) . . . 39 mm.
Noch vorhandene Überhöhung
(bei Berücksichtigung der Durchbiegung
infolge Eigengewichts) . . . 22 mm
Durchbiegung infolge Eigengewichts . . . 17 mm.

Abb. 6.

über dem von 1895 eine Zunahme des Größtmomentes um rd. 40 % und der Lastenzug E sogar eine solche um annähernd 60 % verursacht.

Die aus Schweißeisen bestehenden und bereits einmal verstärkten Überbauten von 1870 im Gleise Frankfurt—Reppen lassen eine weitere Verstärkung nicht zu und sollen im kommenden Jahre durch neue Überbauten ersetzt werden.

Dagegen kam für die im Jahre 1899 aus Thomasflußeisen hergestellten Überbauten des Gleises Reppen—Frankfurt eine Verstärkung in Frage, auf deren Ausführung im folgenden näher eingegangen werden soll. Vorausgeschickt sei noch, daß nach einer Vereinbarung mit der Stadt Frankfurt gleichzeitig mit der Verstärkung dieser Überbauten der 80 cm breite Dienstfußsteg durch einen 2 m breiten Fußweg für den öffentlichen Verkehr ersetzt werden sollte.

Nach dem Ergebnisse der statischen Untersuchung waren folgende Stäbe zu verstärken: In den Hauptträgern sämtliche Stäbe des Obergurtes außer $O1$, im Untergurt die Stäbe $U3$, $U4$, $U5$, ferner sämtliche Streben (s. stark ausgezogene Stäbe in der Systemskizze Abb. 4). Von der Fahrbahn sind nur die Längsträger zu verstärken, während die Querträger ausreichen.

Zunächst wurde ein Entwurf bearbeitet, in dem versucht wurde, die Verstärkung ohne Entlastung der Überbauten von ihrem Eigengewichte durchzuführen. Hierbei haben die alten Querschnittsteile allein das ganze Eigengewicht einschließlich der Verstärkungsteile zu tragen, während die neuen Teile nur durch die Verkehrslasten beansprucht werden. Die Verstärkungsteile können also nicht voll ausgenutzt werden. In der Tabelle der Abb. 4 ist für den äußeren Hauptträger dargestellt, wie sich die Beanspruchung der alten und neuen Teile im einzelnen ergibt. Wir sehen, daß bei einer großen Anzahl der verstärkten Stäbe sich in der Beanspruchung der alten und neuen Teile Unterschiede von nahezu 300 kg/cm², teilweise sogar darüber ergeben. Die nähere Durcharbeitung des Verstärkungsentwurfes ergab zudem, daß sich die Unterbringung der erforderlichen Anschlußniete an den Knotenpunkten ohne Überbeanspruchung der Querschnitte des Knotenbleches zum Teil recht schwierig gestaltete. Auch die Anbringung der Verstärkungsteile ohne wesentliche Verschiebung der Schwerlinie verursachte bei den Stäben des Obergurtes und Untergurtes Schwierigkeiten.

Es lag daher nahe, zu untersuchen, wie sich die Verhältnisse gestalteten, wenn die Überbauten zum Zwecke der Verstärkung von ihrem Eigengewichte entlastet würden. Die Untersuchung schlug völlig zugunsten des letzteren Verfahrens aus, das der weiteren Bearbeitung und der Ausführung zugrunde gelegt wurde. Es ergaben sich hierbei wesentlich günstigere Verstärkungsquerschnitte, leichtere Ausbildung der Anschlüsse in den Knotenpunkten und gleichmäßige Beanspruchung des Gesamtquerschnittes. In der Tabelle der Abb. 5 ist die Ausbildung der einzelnen Querschnitte der Hauptträger dargestellt und ihre Beanspruchung angegeben. Es sei bemerkt, daß schon bei der unverstärkten Brücke die Stäbe des äußeren und inneren Hauptträgers verschieden stark ausgebildet waren, was darauf zurückzuführen ist, daß schon damals die Anbringung eines 1,30 m breiten Fußsteges für öffentlichen Verkehr im Entwurfe vorgesehen war, der jedoch hernach nicht zur Ausführung kam. Wir sehen, daß auch die Verstärkungen für beide Hauptträger verschieden ausfallen,

was auf die Beanspruchung durch Gewicht und Moment des 2 m breiten Fußweges nebst seiner Verkehrslast zurückzuführen ist. Die Verstärkungsteile sind so untergebracht, daß die Schwerlinie der Gesamtquerschnitte mit der vorhandenen Systemlinie nahezu zusammenfällt. Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn von 1925 ist für vorhandene Überbauten, die nach 1895 hergestellt sind, eine Beanspruchung von 1500 kg/cm² durch Hauptkräfte und von 1700 kg/cm² durch Haupt- und Zusatzkräfte zugelassen. Aus der Übersicht ersehen wir, daß sämtliche verstärkten Querschnitte voll ausgenutzt sind.

Besonderes Interesse bietet das Verfahren, das zur Vornahme der Entlastung der Überbauten von ihrem Eigengewichte angewendet wurde.

Zunächst wurden die Überbauten des Gleises Reppen—Frankfurt für die ganze Dauer der Arbeit nach Herstellung von Weichenverbindungen an beiden Brückenenden und Einrichtung einer Zugmeldestelle neben der Brücke außer Betrieb gesetzt. Um teure Gerüste zur Unterfangung der Überbauten zu vermeiden, wurden sie zwecks Entlastung von ihrem Eigengewichte an einer Hilfsbrücke aufgehängt (Abb. 6). Als Hilfsbrücke fanden die Hauptträger eines neu hergestellten Überbaues von 53,4 m Stützweite Verwendung, der an anderer Stelle endgültig als Eisenbahnbrücke eingebaut werden sollte. Die Hauptträger wurden oben durch ihren endgültigen Windverband, unten durch einstweilig eingebaute Querträger und einen einstweiligen Windverband miteinander verbunden. Alle Verbindungen wurden durch Verschraubungen hergestellt. Nach dem Zusammenbau wurde die Hilfsbrücke an ihren Enden auf je einen vierachsigen Wagen abgesetzt, so daß sie verfahren werden kann. Der unter Verwendung alter Lokomotivradsätze hergestellte Verschiebewagen läuft auf dem vorhandenen Gleise. Jede Achse erhält eine Belastung von rd. 20 t. Sobald die Hilfsbrücke über einen zu verstärkenden Überbau vorgefahren ist, wird sie über den Endpfosten der beiden benachbarten Überbauten abgestützt. Sodann wird die zu verstärkende Brücke an jedem zweiten Querträger gefaßt und mittels zehn Hängestangen an den einstweiligen Querträgern der Hilfsbrücke aufgehängt. Die Knotenpunkte des Hilfsträgers liegen ziemlich genau über denen des alten Überbaues. Das Anheben geschieht durch Spindeln mit flachgängigem Gewinde. Die Schrauben der Spindeln werden durch je zwei Mann mittels etwa 2 m langer Schraubenschlüssel bewegt. Auf diese Weise wird, in der Mitte beginnend, die Durchbiegung der alten Überbauten infolge ihres Eigengewichts allmählich herausgeholt und soweit als möglich die ursprüngliche Überhöhung des Überbaues wieder hergestellt. Bei Herstellung der Überbauten betrug die Überhöhung 39 mm. Die Durchbiegung infolge Eigengewichts beträgt etwa 17 mm. Dieses Maß ist theoretisch in der Mitte herauszuheben, die entsprechenden Maße für die seitlichen Hängestangen sind errechnet und in der Kurve (Abb. 6) dargestellt. Das theoretische Maß gibt einen Anhalt für das Maß des Anhebens an den einzelnen Knotenpunkten. Im übrigen muß eine Kontrolle in der Weise vorgenommen werden, daß ein Schlaffwerden der Streben beim Anheben auf jeden Fall vermieden wird. Durch die getroffene Anordnung darf mit einer fast völligen Beseitigung der Eigengewichtspannungen gerechnet werden. Die in den Stäben des alten Überbaues infolge der Aufhängung an jedem zweiten Knotenpunkte entstehenden geringen Spannungen wurden überschläglich ermittelt und festgestellt, daß durch diese geringe Vorspannung eine Überbeanspruchung irgend eines Stabes nicht eintritt. Abb. 7 zeigt weitere Einzelheiten der Aufhängevorrichtung und der Abfangung der Hilfsbrücke. Die am Verschiebewagen seitlich über den Hauptträgern der alten Brücke angebrachten Rollenabstützungen sollen ein Kippen des Überbaues beim Verfahren infolge plötzlich einsetzenden Windes verhüten. Sie müssen von der Schiene so viel Abstand haben, daß sie infolge der Durchbiegung der Fahrbahn nicht aufsitzen.

(Schluß folgt.)

Wagen und Aufhängevorrichtung.

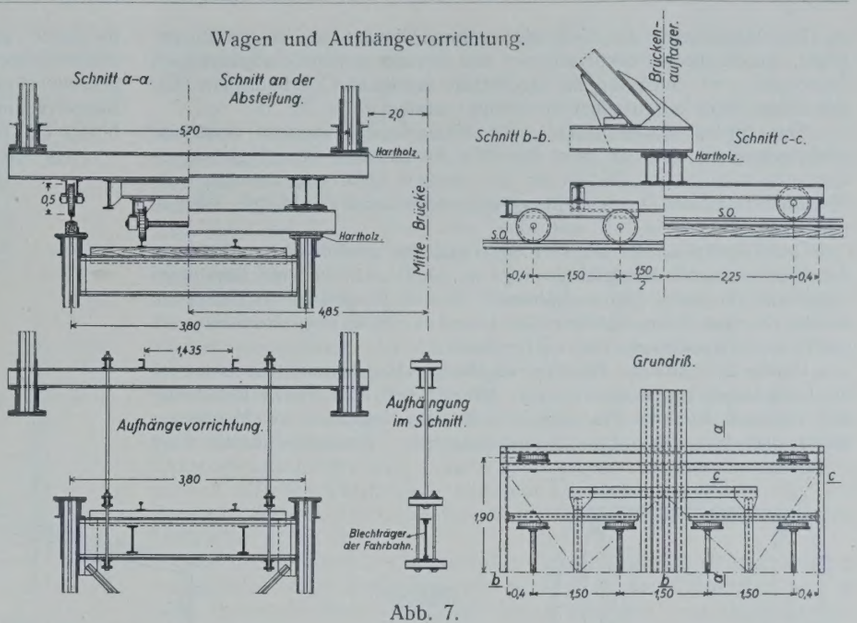


Abb. 7.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede.

Von Dr.-Ing. **L. Karner,** Dortmund.

(Schluß aus Heft 46.)

Wir wenden uns nun dem Agglomeriergebäude zu. Die gesamte Anordnung zeigt uns wieder die Abb. 1; wir sehen, daß das Gebäude eine größte Länge von 50,7 m, eine größte Breite von 20,67 m und eine größte Höhe bis zum Aufbau des Firstes der Bühne IV von etwa 20,8 m hat. Das Gebäude hat vier Bühnen, die wir schon aus der Beschreibung des Arbeitsvorganges kennen. Diese Bühnen sind in Höhe von 5,3 m (Bühne I), 8,52 m (Bühne II), 11,12 m (Bühne III) und 15,12 m (Bühne IV) über Hüttenflur angeordnet. Bemerkenswert ist zunächst, daß das Agglomeriergebäude vollständig unabhängig von den Fundamenten der Apparate errichtet ist, um es möglicherweise vor den durch diese hervorgerufenen Erschütterungen zu bewahren. Dies ist deutlich aus dem Querschnitt *a—b* der Abb. 1 zu ersehen. In Abb. 12 sind daher alle mit den Apparaten zusammenhängenden Teile einschließlich der Fundamente weggelassen, um so die Konstruktion und Gliederung des Agglomeriergebäudes klarer zu erkennen.

Entsprechend der Apparate-Längsentfernung von 7 m wurde die Längsentfernung der Säulen 1—14 der Reihen *B, C, D* und *E* zu 3,5 m gewählt. Die Säulenreihen *B, C, D* und *E* haben eine entsprechende Querentfernung von 3,60 m, 6,07 m und 6,5 m. Die Säulen *D* und *E* reichen bis zur Bühne IV und dienen zur Aufnahme der Unterzüge der Bühne I bis IV und der mittels Konsolen angeschlossenen Kranbahn des Gebläseraumes. Die Unterzüge *A—D* der Bühne I und II sind bei *A* an den Kragarmen der Portalbinder aufgehängt, bei *B* an die Portalbinderstiele und bei *E* und *D* an die Säulen angeschlossen. Die Bühne I ist mit Rücksicht auf möglichste Staubsicherheit im Gebläseraum auf die Breite dieses Raumes mit einer zwischen eisernen Trägern liegenden Betonecke versehen. Der übrige Teil der Bühne I sowie auch die Bühne II, III und IV besitzen auf Trägern gelagerte Riffelblechabdeckung von 7 mm Kernstärke.

Die Bühnen I und II haben in den Feldern 2/3, 4/5, 6/7, 8/9, 10/11 und 12/13 den Agglomerierapparaten angepaßte Ausschnitte. Die in Abständen von 3,5 m angeordneten Halbportalbinder finden ihre Fußstützung auf den Fundamenten der Reihe *B*, während sie sich oben auf die 1 m überkragenden Unterzüge der Bühne stützen. Um eine ruhige Linienführung und damit ein gutes Aussehen der Gebäudekonstruktion zu erzielen, sind gitterförmige Gebilde möglichst vermieden. Die Halbportalbinder, die in Verbindung mit den Säulen *D* und *E*, den Unterzügen und den Bühnen die Standsicherheit des Gebäudes in der Querrichtung zu bewirken haben, sind daher vollwandig ausgeführt.

Der oberhalb der Bühne IV befindliche 7,50 m breite Aufbau ist durch die im Abstande von 3,5 m angeordneten Dreigelenkbinder für sich standsicher.

Die Dacheindeckung besteht aus etwa 2 m breiten, auf eisernen Pfetten lagernden Bimszementstegdielen mit doppelter Papplage.

In Reihe *B* oberhalb der Bühne II bis zum Dach, in Reihe *D* vom Flur bis zur Bühne I, in Reihe *E* vom Flur bis zur Dachtraufe des Aufbaues und in 1 m Abstand links von Reihe *D* von Bühne IV bis zur Dachtraufe des Aufbaues sind Eisenfachwerkwände mit $^1/_2$ Stein starker Ausmauerung vorgesehen.

Weitere Fachwerkwände sind angeordnet am Westgiebel von $A_1 — D_1 — D_0 — E_0$ und am Ostgiebel von $A_{14} — E_{14}$.

Zur Längsverstrebung des Gebäudes sind in sämtlichen Säulenreihen bezw. Längswänden portalartige Verstrebungen angebracht.

Durch entsprechend große Fenster in den Umfassungswänden und ein stehendes Oberlichtband oberhalb der Hauptportalbinder, etwa in Reihe *C* liegend, ist für genügende Belichtung gesorgt.

Die Innenräume des Gebäudes können durch die Fensterlüftungsflügel, durch die in der Dachhaut des oberen Aufbaues angebrachten Dunstrohre und durch die im Lichtbande der Reihe *C* befindlichen feststehenden Jalousien ausreichend entlüftet werden.

Vier große trichterförmige, mit Wolpertschen Saugern versehene Lüftungshauben sind in dem Dachteil *A—B* über den Agglomerierapparaten angebracht. Sie dienen zur raschen Abführung der durch die Wasserkühlung des noch heißen Agglomerats sich bildenden Dämpfe und Gase.

Der Zugang zu der Bühne I des Gebäudes geschieht durch eine an der Innenseite des Westgiebels liegende, 1,80 m breite, mit Riffelblech abgedeckte Treppe. Zu den Bühnen II, III und IV gelangt man über die beiden in den Gebäudefeldern 3—4 und 7—8 an der Nordseite angeordneten Treppenläufe von 1,50 m Breite.

Durch drei an den Bindern angehängte längslaufende Laufschienen für Laufkatzen, von denen zwei je 2000 kg und eine 500 kg Hebefähigkeit besitzen, wird das Hochziehen bezw. das Befördern von Maschinenteilen und von deren Ersatzteilen ermöglicht. Entsprechend der Lage

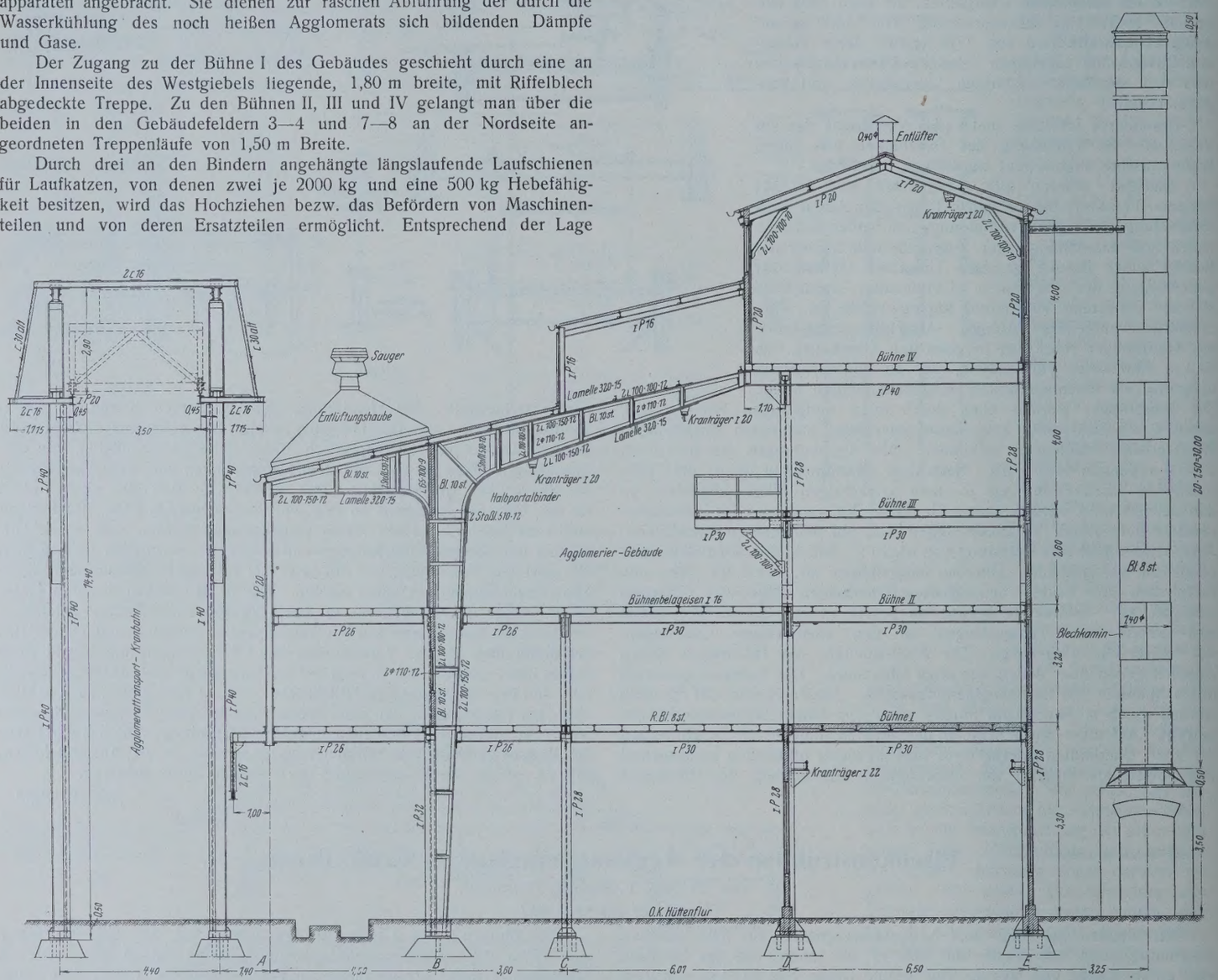


Abb. 12.

dieser Hängebahnschienen sind in den Bühnen mit herausnehmbaren Riffelblechdeckeln abgedeckte Öffnungen angeordnet, die ein Durchdringen etwaiger für die Anlage nötiger Maschinenteile und dergl. vom Hüttenflur bis zu jeder Bühne gestatten.

Im Gebläsemaschinenraum ist für Ausbesserungszwecke zum leichteren Ein- und Ausbauen von Maschinenteilen ein 3-t-Handlaufkran vorgesehen.

Für die statische Berechnung der vier Bühnen, die ebenso wie die gesamte Eisenkonstruktion der Anlage nach den preußischen Vorschriften für Hochbauten vom 24. Dezember 1919 aufgestellt wurde, sind die nachfolgenden Bühnenbelastungen (ohne Eigengewichte) zugrunde gelegt:

Bühne IV: Nutzlast 800 kg/m²,
6 Verteilungsbunker je 15 000 kg,
3 „ „ 12 000 „
„ III: Nutzlast 500 kg/m²,
6 Mischmaschinen je 2000 kg,
„ II: Nutzlast 800 kg/m² für den Teil *B—D*,
„ 500 „ „ „ „ „ *A—B* und *D—E*,
„ I: „ 500 „
6 Auflaufrutschen mit angehängten Rückfällebunkern im Teil *A—B*, je 1900 kg.

Im Abstande von 3,25 m von der nördlichen Längswand *E* sind in den Gebäudefeldern 3—4, 7—8 und 11—12 drei mit kräftigen gußeisernen Lagerstützen versehene Blechschornsteine von 30,5 m Höhe (von Lageroberkante gemessen) und 1,4 m Durchm. errichtet. Der gemauerte Schornsteinunterbau ist 3,5 m, das Lager 0,5 m hoch, so daß sich eine gesamte Höhe von 34,5 m ergibt. Die Blechkamine haben 8 mm starke Blechhaut und sind in der Höhe der Dachtraufe gegen die Dreigelenkbinder der Bühne IV abgestützt.

Am Westgiebel des Gebäudes schließt im Felde *D—E* der etwa 11,5 m lange Conveyor-Zwischenbau an, der zur Überdachung der Conveyor-Aufnahme-Station dient. Unter diesem Zwischenbau befindet sich die sogenannte Conveyor-Grube etwa 2 m unter Hüttenflur. Da der höchste Grundwasserstand etwa 1 m unter Hüttenflur liegt, mußte ein der Grube angepaßter Blechsenkkasten vorgesehen werden. Er besitzt eine Grundfläche von 5,5 · 11,7 m und eine Tiefe von 1,25 m. Es erübrigt sich, auf die Konstruktion des Conveyor-Zwischenbaues sowie auf den Anbau für das Becherwerk (siehe Beschreibung des Arbeitsvorganges) einzugehen.

Für das Agglomeriergebäude sind ebenfalls Peiner I-Träger in größerem Umfange verwendet. Abb. 12 zeigt, daß sich diese Profile für schwere Bühnenunterzüge und schwere Bühnenträger, bei denen es sich um die Aufnahme großer Lasten handelt, vorzüglich eignen, weil sie auch gute Anschlußmöglichkeiten an die übrige Konstruktion ergeben. Es sind auch bei diesem Gebäude Säulen, Fachwerkwände, Binder usw., Peiner I-Träger verwendet worden, wenn die Belastung oder die Zweckmäßigkeit der Konstruktion dies erforderten.

Der letzte Teil der Agglomerieranlage, die Agglomeratförderkranbahn und die Agglomeratbunker sind südlich vom Agglomeriergebäude angeordnet, und zwar liegt die Längsachse der Kranbahn im Abstande von 8,1 m von der Gebäude-Säulenreihe *B*. Die Gesamtanordnung ist wieder aus Abb. 1 ersichtlich, der Querschnitt der Förderbahn in Abb. 12 dargestellt und der Querschnitt der Agglomeratbunker schließlich aus Abb. 13 zu ersehen.

Die Förderbahn ist 75,65 m lang und besteht aus fachwerkartigen Hauptträgern, den Säulen und der eigentlichen Fahrbahnkonstruktion. Die Laufschienen haben eine Spurentfernung von 3,5 m und liegen 14,4 m über Hüttenflur. Die Bahn wird von einer elektrisch betriebenen, mit Hub- und Fahrmotor versehenen Laufkatze von 10 t Tragfähigkeit befahren. Da die Laufkatze oberhalb der Laufschienen einen freien Raum von 4,0 · 2,9 m benötigt, sind die Laufschienen auf besonders auskragend gelagerten Walzträgern verlegt, die ihre Lasten mit Hilfe von besonderen Querversteifungen in die 3 m hohen Hauptträger übertragen. Die Hauptträger haben eine Entfernung von 4,4 m. Die Stützen für die Hauptträger stehen in Abständen von 14,75 m, 14 m, 14 m, 11,9 m, 12 m und 9 m und sind entsprechend der Lage der Bunker und mit Rücksicht auf Schaffung größtmöglicher Bewegungsfreiheit gewählt.

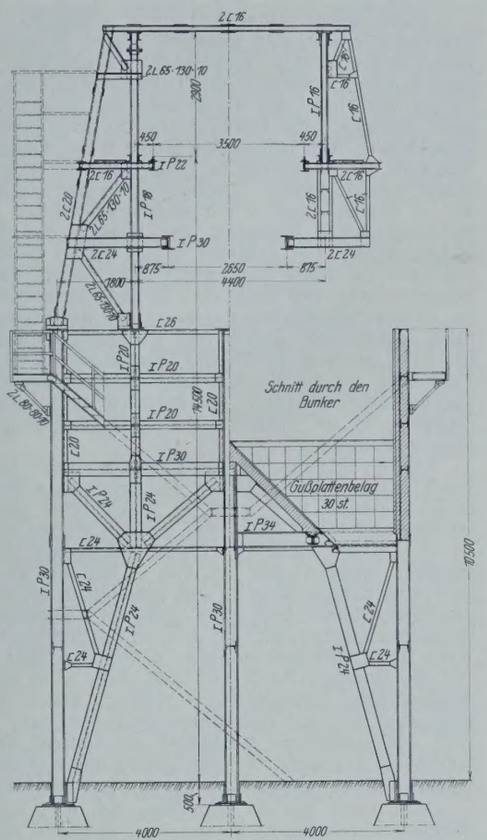


Abb. 13.

Die Säulen *O'* stehen im Abstande 6 m von Mitte Bunkerbrücke. Die Säulen 4, 8 und 12 stehen in einer Flucht mit den Gebäudesäulen gleicher Nummern. Mit Rücksicht auf die ungehinderte Kübelförderung ist der Raum zwischen den Stielpaaren bei den Unterstützungen 4, 8 und 12 vom Hüttenflur aus und bei den Unterstützungen 15 und 17 von Oberkante Agglomeratbunker aus vollkommen frei gehalten. Aus diesem Grunde wurde zur Aufnahme der auf die Kranbahn, die Laufkatze und auf den Kübel wirkenden Windkräfte und sonstigen Seitenkräfte in der Obergurtebene der beiden Gitterträgerzüge ein wagerechter Träger von 4,40 m Höhe angeordnet, dessen Stützkräfte durch senkrechte Verstrebungen der Unterstützungen 0, 15, 17 und 18 in die Fundamente und das Erdreich weitergeleitet werden. Hierbei werden dann bei den Stützen 4, 8 und 12 ohne senkrechte Verstrebungen die Wind- und Kranseitenkräfte auf die untere Hälfte der Gitterträgerzüge und auf die Laufschienenträger durch 1,30 m hohe, in Höhe Gitterträger-Untergurt außerhalb der beiden Schienenträger liegende wagerechte Träger, die von Stütze zu Stütze reichen, auf die biegungsfesten Stützenstiele und von hier aus auf den oberen Träger bezw. unmittelbar in die Fundamente weitergeleitet.

Für die auf die Kranbahn wirkenden Längskräfte sind die beiden über den Bunkern liegenden Gitterträger zwischen 15 und 17 portalartig ausgebildet und übertragen diese Kräfte durch die Bunkerkonstruktion in die Fundamente.

Der Agglomeratbunker liegt in den Feldern 15 — 16 — 17 und hat eine Länge von 2 · 6 = 12 m, eine Breite von 2 · 4 = 8 m und eine Höhe von 10,35 m über S. O. des Hüttengleises. Der Bunker faßt etwa 400 t Agglomeratmaterial, das durch vier mit besonderen Bunkerverschlüssen versehene Auslauföffnungen auf Hüttenwagen abgegeben werden kann. Diese Hüttenwagen fahren auf zwei rechtwinklig zur Kranbahn laufenden Gleisen unmittelbar unter die Bunker, so daß also ein auf einem Gleis fahrender Hüttenzug von zwei Bunkerausläufen beschickt werden kann. Die Bunkerkonstruktion besteht aus neun Säulen mit Längs- und Querportalen, den Unterzügen, den Wandriegeln und den Wandstielen. Die senkrechten Bunkerwände sind ausbetoniert und mit einer innenliegenden Eisenbahnschienenfütterung versehen. Dagegen sind die Bunkertrichter aus auf eisernen Unterzügen ruhendem Eisenbeton hergestellt, der mit Rücksicht auf den starken Verschleiß mit 30 mm starken auswechselbaren Gußplatten belegt ist.

An der Kopfseite des Bunkers (bei Unterstützung 17) ist eine bequem besteigbare Treppe angeordnet, die zu zwei an den Längsseiten in 1 m unter Bunkeroberkante befindlichen Laufstegen führt, von denen der Betrieb der Bunker kontrolliert werden kann und von denen man mittels bei Unterstützung 15 angebrachter Steigeleitern zu den längs der ganzen Kranbahn laufenden und außerhalb der Gitterträger-Untergurte liegenden Laufstegen gelangen kann.

In etwa 2 m Höhe unter Laufschienenoberkante sind oberhalb der Bunker zwei längslaufende Träger vorgesehen, auf denen die Förderkübel zwecks Entleerung abgesetzt werden. Diese Träger sind mit Rücksicht auf ein glattes Einlaufen der Kübel an beiden Enden nach auswärts wagerecht abgebogen.

Betrachten wir zum Schluß auch noch die Konstruktion der Förderbahn und der Agglomeratbunker, so finden wir auch hier wieder in allen Bauteilen ausreichende Verwendungsmöglichkeiten der Peiner I-Träger.

Bei Bauausführungen für den Hüttenwerkbetrieb werden die einzelnen Teile der Anlagen durch dynamische Wirkungen großen Beanspruchungen ausgesetzt, es werden oft nach Jahren durch Betriebsänderungen mehr Belastungen eintreten oder Umbauten erwünscht sein. Es ist zweckmäßig, solche Möglichkeiten in weitgehendem Maße von vornherein zu berücksichtigen und Konstruktionsformen zu wählen, die leichte und gute Anschlußmöglichkeiten bieten. Vor allem ist es notwendig, auf einfache Grundformen der Querschnitte zu sehen, damit diese auch für die Instandhaltung zweckmäßig sind. Jede zu sehr erzwungene Bauausführung, insbesondere unter Betonung einer falsch angewandten Sparsamkeit, bringt letzten Endes Bauwerke hervor, die auch in ihrer Gesamtwirkung nicht befriedigen. Es ist daher die Aufgabe des entwerfenden Ingenieurs, alle diese Gesichtspunkte im voraus zu überlegen.

Die geschilderte Agglomerieranlage in Groß-Ilsede erfüllt alle geforderten Bedingungen nach Auffassung des Bauherrn und der nachfolgenden Kreise und stellt so ein in jeder Beziehung mustergültiges Bauwerk für eine Agglomerieranlage dar.

Vermischtes.

Ministerialdirektor Gutbrod zum Staatssekretär des Reichsverkehrsministeriums ernannt. Nachdem diese Stellung nahezu zwei Jahre lang nicht besetzt war, ist jetzt zum Staatssekretär der bisherige Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium Gutbrod ernannt worden, der seit der Neubildung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Herbst 1924 der technischen Eisenbahn-Aufsichtsabteilung im Reichsverkehrsministerium vorstand. Gutbrod war im Dienste der Preußischen Staatseisenbahn u. a. bei dem Werkstättenamt Grunewald beschäftigt, wurde 1919 Eisenbahndirektionspräsident in Cassel und 1920 Präsident des Eisenbahn-Zentralamts. Dort erhielt er 1921 die Berufung zum Ministerialdirektor.

Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes in Aachen am 22. Oktober 1926.

1. Nach den üblichen Begrüßungen nahm Prof. Dr. Schachenmeier, München, das Wort, um im Namen seiner Hochschule die Ehrenpromotion von Konrad Jagschitz, Direktor des Werkes Gustavsburg der M. A. N., bekanntzugeben. Jagschitz steht seit 27 Jahren im Dienste der M. A. N. Er hat dort vor allem Konstruktionen des Hochbaues bearbeitet, von denen die Hallenbauten in Delitzsch und die Transportanlagen in Tegel und für die Badische Anilinfabrik besonders bemerkenswert sind. Vorbildliches hat er im Gasbehälterbau geschaffen. Schon bei der Einführung des Wölbbassins (1908) ging er neue Wege. Umwälzend war die Schaffung der wasserlosen Scheibengasbehälter, bei denen er die dabei auftauchenden schwierigen Probleme der Festigkeit, der baulichen Einzelausbildung, namentlich der Dichtung, und der Aufstellung meisterhaft löste.[1])

2. Der Geschäftsführer des D. E. V. sprach zur geschäftlichen Lage. Nach seinen Ausführungen hat auch im abgelaufenen Geschäftsjahre des D. E. V. die Lage der Eisenbau-Industrie trotz einer gewissen Zunahme des Auslandgeschäfts sich weiter verschlechtert. Das geschäftliche Ergebnis wäre ein noch weit schlechteres gewesen, wenn nicht durch die Vergebung einiger außerhalb des Rahmens der üblichen Bestellungen liegender größerer Einzelbauten ein gewisser Ausgleich hervorgerufen wäre. Bei aller Anerkennung der Wichtigkeit einer starken Ausfuhr dürfe nicht übersehen werden, daß der Inlandmarkt nach wie vor das Rückgrat der Eisenbau-Industrie bilde und daß deshalb die hier eingetretene Entwicklung nur mit schwerster Sorge verfolgt werden könne.

Unter Hervorhebung des starken Gegensatzes zwischen der geringen Beschäftigung einerseits und der weit größeren Produktionsmöglichkeit der Werke anderseits wies der Vortragende auf die Notwendigkeit einer Anpassung an dieses geringe Arbeitsangebot hin, wobei aber nicht übersehen werden dürfe, daß entsprechend der Eigenart der Eisenbauerzeugnisse als Individualleistungen hier die Verhältnisse ungleich schwieriger lägen als bei anderen Industrien. Die Rationalisierung sei viel schwieriger als bei anderen Industrien durchzuführen, weil es sich nicht um Reihenfabrikation handle, bei der Fließarbeit geleistet werden könne.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 41.

Um leistungsfähig zu bleiben, sei die Eisenbau-Industrie gezwungen, auch in schlechteren Zeiten einen großen technischen Apparat aufrechtzuerhalten. Eine Beseitigung dieses Apparates würde aber für die Gesamtheit der Industrie eine Rückwärtsentwicklung zur Folge haben.

Im Zusammenhange damit ging Delert auch auf die Mißstände bei Vergebungen ein, bei denen von den Baufirmen unbezahlte Entwurfarbeiten in großem Umfange verlangt werden, was einer großen Vergeudung an Ingenieurarbeit gleichkomme, und weiter auf die Möglichkeit der Erzielung eines angemessenen Preises, ausgehend von dem Grundsatze, daß jede Arbeit ihres Lohnes wert sei und von der Tatsache, daß heute ohne Scheu von der Durchführung dieses Grundsatzes auch bei Eisenbauwerken, die ja gegenüber anderen Industrieerzeugnissen ein großes Maß von wissenschaftlichen Erkenntnissen verlangen, gesprochen werden dürfe.

Wenn auch die Aussichten für das neue Geschäftsjahr im Gegensatz zu anderen Industriezweigen nach den bisherigen Ergebnissen nicht als günstig bezeichnet werden können, so sähe die deutsche Eisenbau-Industrie der ernsten Zukunft doch mit ungeschwächtem Wagemute entgegen.

3. Über die Prüfung von gegliederten Druckstäben aus der ausgewechselten Warnowbrücke bei Niex, die auf Veranlassung der R. B. D. Schwerin Anfang d. J. durch das Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführt wurden, sprach Reichsbahnrat Ehrenberg, Schwerin.

Die Versuchstäbe waren einer von der Firma Harkort, Duisburg, in den Jahren 1885/86 aus Schweißeisen erbauten Warnowbrücke in der Nähe von Rostock entnommen, die 1925 ausgewechselt wurde.

Der Zweck dieser Versuche war, durch Messungen mit sehr empfindlichen Instrumenten das Verhalten der zu prüfenden Stäbe unter Einwirkung genau bekannter, bis zum Eintreten des Bruches stetig gesteigerter Lasten zu ergründen, um aus den gemachten Beobachtungen Hand in Hand mit der Theorie die Erkenntnisse beim Vorgange der Knickung zu vertiefen. Während man derartige Versuche bisher mit Stäben von nicht unterteilter Knicklänge auszuführen pflegte, baute man nunmehr die Versuchstäbe in doppelter Feldlänge in die Prüfmaschine ein, wobei die Knotenpunkte in der Mitte der Versuchstäbe festgehalten wurden. Außerdem beanspruchen die Versuche auch wegen der Art der Stabquerschnitte der Versuchstäbe, die von der heute üblichen abweicht, besonderes Interesse. Bei einem Teile der Stäbe (Gurtstäbe) bestand der Querschnitt nur aus vier weit auseinandergestellten Winkeleisen mit Flacheisenvergitterung in vier Ebenen. Aus dem umfangreichen Zahlenmaterial der Messungsergebnisse waren die wichtigsten Angaben über die Kräfteverteilung in den Querschnitten und Bindungen, über die bei der Belastung eingetretenen Verformungen sowie über die teilweise überraschend hohe Tragfähigkeit der Stabgebilde u. a. m. herausgeschält und zeichnerisch aufgetragen.

Die Aussprache brachte leider keine Klärung darüber, worauf das Überschreiten der Streckgrenze bei den erwähnten Gurtstäben mit sperrigem Querschnitte zurückzuführen ist, während man doch diese Querschnitte in letzter Zeit zugunsten der einheitlichen Querschnitte (kastenförmig oder ++förmig) vermieden hat, bei deren Erprobung man aber bisher die Streckgrenze nicht überschritten hat. Eine theoretische Klärung nach Veröffentlichung der Versuchszahlen, auch der von Prof. Memmler ausgeführten Versuche über das Verhalten des Schweißeisens wäre sehr erwünscht.

4. Über die Eisenbauten des Großkraftwerkes Rummelsburg berichtete Dipl.-Ing. Rein. In Berlin wird bekanntlich zwischen dem Güterbahnhofe Rummelsburg und der Spree ein neues Kraftwerk erbaut, das im ersten Ausbau mit einer Leistung von 300 000 kVA und mit seinen wärme- und maschinentechnischen Neuerungen als das größte Elektrizitätswerk Europas gelten darf. Die Notwendigkeit, die heute mehr als zur Hälfte vom Fernstrombezuge abhängige Berliner Stromversorgung von den damit verbundenen häufigen Störungen möglichst schnell frei zu machen, und der Zinsendienst für das Baukapital von 60 bis 70 Mill. R.-M. bedingen für das Werk die ungewöhnlich kurze Bauzeit von knapp einem Jahre. Da bei der Neuartigkeit der Kessel- und Maschinenanlagen in weitgehendem Maße der Änderungsmöglichkeit und geringstem Raumbedarf der Baukonstruktionen Rechnung getragen werden mußte, kam für die Tragwerke aller Hochbauten — auch für das als Stockwerkbauten ausgebildete Schalthaus und Bureauhochhaus — nur die Verwendung von Eisen als Baustoff in Frage. Damit bot sich den deutschen Eisenbauanstalten Gelegenheit zu Leistungen, wie sie noch nirgends in der Welt erreicht sein dürften. Die etwa 20 000 t umfassende Gesamtlieferung an Eisenkonstruktion bestand teilweise aus vollwandigen Rahmentragwerken und erforderte bei Einzelgewichten bis zu 36 t und bei den in Betracht kommenden Gebäudehöhen bis zu 40 m sowohl bei der Herstellung, besonders aber bei den in knapper Zeit zu bewältigenden Montagen, besondere Umsicht und vorzügliche Baustelleneinrichtungen. Die wichtigsten Bauten, vor allen Dingen die Kohlenaufbereitung, die Kesselhäuser und die Turbinenhalle, ferner die bei der Aufstellung dieser Bauten von den beteiligten Firmen angewendeten beachtenswerten Verfahren, wurden eingehend erläutert. Die Erbauerin des Werkes ist die Berliner Städtische Elektrizitätswerke-Aktiengesellschaft. Mit der Bauausführung ist die A. E. G. beauftragt. — Der eigentliche Schöpfer des Werkes ist der inzwischen verstorbene Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Klingenberg.

Von Döring wurde darauf hingewiesen, daß sich die Gemeinsamkeitsarbeit der zahlreichen Eisenbaufirmen gut bewährt hat und sich künftig bei allen derartigen Großbauwerken empfiehlt.

5. Über Sicherheit und Bruchgefahr in ihrer Verknüpfung durch die wissenschaftliche Statistik sprach Reichsbahnoberrat Prof. Dr. Skutsch, Berlin.

Wenn unsere Bauwerke immer gewaltiger, unsere Baustoffe immer zuverlässiger und ihre Kenntnis immer genauer, unsere Berechnungen immer feiner werden, so empfiehlt es sich wohl, von Zeit zu Zeit auch nachzuprüfen, inwieweit die Grundbegriffe, von denen wir beim Entwerfen ausgehen, den Ansprüchen der Wissenschaft und der Wirtschaft noch genügen. Ein Bauwerk muß zunächst einmal den äußeren Kräften standhalten. Nun kennen wir weder diese Kräfte, noch die Widerstandsfähigkeit des Bauwerkes so genau, daß die möglichen Irrtümer vernachlässigt werden dürften. Dieser Unsicherheit tragen wir Rechnung, indem wir — wie man sagt — mit m-facher Sicherheit bauen: d. h. so, daß die rechnungsmäßige Festigkeit das m-fache der rechnungsmäßigen Beanspruchung ist. Der Zahlwert m darf um so niedriger sein, je besser wir über alle Umstände unterrichtet sind, die für die Festigkeit und für die Beanspruchung des Bauwerkes in Betracht kommen, und es liegt sicher im volkswirtschaftlichen Interesse, daß das beachtet und der Zahlwert m nicht schematisch nach starren Vorschriften angesetzt wird. Den Anhalt für eine rationelle Bemessung der sogenannten Sicherheit im einzelnen Falle kann nur die Wahrscheinlichkeitsrechnung liefern. Das haben schon Hagen (1883), Martens und vielleicht noch andere ausgesprochen, eingehender ist der Gedanke aber erst neuerdings von Max Mayer behandelt worden.

Die Werte, die uns die Erfahrung durch Versuche oder Beachtung von Vorgängen liefert, weisen eine mehr oder minder große Streuung um einen mittleren Wert auf. In seiner Nähe liegen, wenn viele Beobachtungen gemacht sind, die meisten Werte, im übrigen aber verteilen sie sich nach einem von Gauß entdeckten und vielfältig bestätigten Gesetze. Dieses Gesetz läßt nun — und das ist das Wichtige für uns — auch eine Extrapolation zu und gestattet damit einen Schluß, wie gering die Wahrscheinlichkeit einer größeren Abweichung von dem mittleren Beobachtungswerte ist, mit dem wir zurzeit noch ausschließlich rechnen. Wenn man also eine gewisse, natürlich äußerst geringe Wahrscheinlichkeit des Bruches zuläßt, so kann man, wenn eine größere Zahl zweckentsprechender Beobachtungen vorliegt, daraus zugleich berechnen, wie hoch man mit der Beanspruchung gehen darf. Und ebenso kann man auch aus zahlreichen Messungen der äußeren Kräfte — z. B. des Winddruckes — extrapolieren, wie gering die Wahrscheinlichkeit ist, daß sie irgendwelchen ungewöhnlich hohen Wert annehmen.

Man kann nun so vorgehen, daß man statt der bisher benutzten Mittelwerte von der Forderung einer gewissen sehr geringen Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens ausgehend, Grenzwerte berechnet, deren Überschreitung man als höchst unwahrscheinlich ansehen darf. Diesen Wert empfiehlt Mayer, indem er schließlich doch aus psychologischen Gründen noch einen kleinen, nicht auf Rechnung gestützten Sicherheitszuschlag von 25 % macht.

Man kann aber den Gedankengang auch noch weiter verfolgen und die zuzulassende geringe Wahrscheinlichkeit eines Bruches nach dem besonderen Zwecke des Bauwerkes verschieden annehmen. Auch hier kann nur die Wahrscheinlichkeitsrechnung helfen, und zwar im Zusammenhange mit Rentabilitätsberechnungen, die man ja freilich nicht gern mit Fragen der Sicherheit verquickt. Indessen sind Grundlagen für die Berechnung von kurzlebigen, einstweiligen Bauwerken oder von Schutzbauten, bei denen das Eintreten der vollen Belastung an sich schon sehr unwahrscheinlich ist, auf anderem Wege kaum zu gewinnen, ganz abgesehen von solchen Fällen, wo der durch etwaigen Bruch eintretende Schaden aller Voraussicht nach nur materiell und bezifferbar ist.

6. Den Umbau der Sternbrücke in Altona besprach Reichsbahnrat Blunck, Altona.

Zu den kühnsten neueren Bauausführungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ist der Umbau der Sternbrücke in Altona zu zählen. Der Umbau war hauptsächlich aus folgenden Gründen sehr schwierig:

a) Über die Brücke sind täglich etwa 400 Stadtbahnzüge und 200 Fernzüge zu leiten. Dieser starke Eisenbahnverkehr mußte uneingeschränkt aufrechterhalten werden.

b) Der Straßenbahnverkehr und der Fußgängerverkehr unter der Brücke durften nicht unterbunden werden.

c) Die zahlreichen elektrischen Kraftstromleitungen, die Fernsprechkabel, die Gas- und Wasserleitungen und Kanäle, die sich über und unter der Brücke befinden, durften nicht unterbrochen oder beschädigt werden.

d) Die alte Brücke bestand aus einem zusammenhängenden viergleisigen Überbau. Um die Erneuerung der Brücke bei Aufrechterhaltung des Eisenbahnverkehrs vornehmen zu können, mußte diese zunächst in zwei zweigleisige Überbauten unter Verwendung von Unterzügen und zahlreichen Hilfsstützen aufgelöst werden.

e) Für die Montage der neuen zweigleisigen Überbauten war nur ein sehr beschränkter Platz auf der Südseite der Brücke vorhanden.

An Stelle der viergleisigen alten Brücke, deren Hauptträger teils fachwerkartig, teils vollwandig ausgebildet waren, haben zwei zweigleisige Überbauten aus Baustahl St 48 mit durchlaufenden vollwandigen Hauptträgern von 69 bis 80 m Länge und 2,80 m Höhe mit je zwei eisernen Mittelstützen Verwendung gefunden. Nachdem die Überbauten auf dem südlich der Brücke aufgestellten Montagegerüst vernietet waren, wurden sie in zwei mächtigen eisernen Verschiebegerüsten mit Hilfe von vier Hubspindeln, die von 120 Mann bedient werden mußten, etwa 7 m gehoben und dann über die alte Brücke und die fahrenden Züge hinweg seitlich in ihre endgültige Achse verschoben und schließlich gesenkt. Die Bauausführung geschah unter der Leitung der R. B. D. Altona durch die Firma Louis Eilers, Hannover.

Im Anschlusse an seine durch zahlreiche Lichtbilder veranschaulichten Ausführungen führte Reichsbahnrat Blunck einen Film über die einzelnen Bauabschnitte vor und erläuterte kurz an Hand von Lichtbildern und eines Films den Umbau der Eisenbahnbrücke bei Hamburg, bei der von der Firma Christoph & Unmack die alten je 100 m langen Lohseträger durch Querträger mit Zugband ersetzt werden. Dabei dient das alte Bauwerk als Montierungsgerüst für das neue, wodurch man ein gerammtes Aufstellungsgerüst erspart und Hochwasser- und Eisgefahr vermeidet. Diese Aufstellungsart wurde dadurch ermöglicht, daß man den ganzen Güterzugverkehr vorläufig über die neuerbaute benachbarte Straßenbrücke (Freihafenbrücke) leiten kann.

Zum Schluß der Tagung wurde ein großer Film vorgeführt, der die Herstellung im Werk und der Montierungsarbeiten der auch in der „Bautechnik" beschriebenen Eisenbahnbrücke bei Hämerten behandelte. M.-L.

Die Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. Im Sommer 1924 ist gelegentlich der englischen Reichsausstellung in Wembley bei London unter dem Namen „Weltkraftkonferenz" eine Vereinigung ins Leben gerufen worden, die etwa nach dem Vorbilde des „Internationalen ständigen Verbandes der Schiffahrtskongresse" eine dauernde Einrichtung bleiben soll. Sie bezweckt das Studium und die Förderung aller Fragen, die sich mit den Quellen der Energie sowie deren Erzeugung, Umwandlung, Verteilung usw. befassen. Die in den verschiedenen Ländern verfügbaren Energiemengen sollen festgestellt werden, Vorträge und Aussprachen über die verschiedensten technischen Gebiete, die damit im Zusammenhang stehen, sollen veranstaltet werden. Die finanziellen und volkswirtschaftlichen Fragen sollen vom nationalen und internationalen Standpunkte aus behandelt werden. Der Gedankenaustausch über wissenschaftliche und industrielle Fragen wird hierbei durch das gebildete „Internationale Exekutivkomitee" vermittelt. Dieses bestimmt auch Zeit und Ort der Plenarkonferenzen und Sondertagungen. In vielen Ländern sind Nationalkomitees gebildet worden. Der Vorsitzende des deutschen Nationalkomitees ist Dr. Carl Koettgen, Generaldirektor der Siemens-Schuckert-Werke. Auf Anregung des schweizerischen Nationalkomitees ist gelegentlich der Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel die erste Sondertagung der Weltkraftkonferenz in den Tagen vom 31. August bis 8. September d. J. abgehalten worden. Die Leitung der Tagung lag in den Händen des Präsidenten des schweizerischen Nationalkomitees der Weltkraftkonferenz, Dr. Ed. Tissot in Basel. Das Programm der Tagung teilte die Verhandlungen in die folgenden fünf Punkte:

A. Wasserkraftnutzung und Binnenschiffahrt.
B. Der Austausch elektrischer Energie zwischen verschiedenen Ländern.
C. Die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen hydraulisch erzeugter und thermisch erzeugter elektrischer Energie.
D. Die Anwendung der Elektrizität in der Landwirtschaft.
E. Elektrisierung der Eisenbahnen.

An der Sondertagung nahmen etwa 1000 Herren aus 39 Staaten teil. Mit Ausnahme Rußlands waren alle Staaten Europas vertreten, ferner 7 Staaten von Nord- und Südamerika, 2 von Australien, 3 aus Asien und 1 aus Afrika.

Die eingegangenen 83 Berichte sind, nach den fünf Verhandlungspunkten geordnet, folgende:

Punkt A. Wasserkraftnutzung und Binnenschiffahrt.

1. Teil. Wasserkraftnutzung.

Gruppe 1. Allgemeines und wasserbauliche Anlagen.

Allgemeines.

Schweiz. H. E. Gruner: Niederdruckwasserkraftwerke.
Schweiz. J. Büchi: Schweizerische Hochdruckwerke.
Deutschland. Konz: Die Kanalisierung des Neckars von Mannheim bis Plochingen.
Deutschland. Konz: Die Wasserkräfte der Iller zwischen Ferthofen und Ulm.
Norwegen. A. B. Berdal: Die Regulierung und der Ausbau des Glommen.
Belgien. M. Uytborck: La Production d'Energie Electrique en Belgique en 1925 et commentaires au sujet d'une entente internationale relative aux statistiques de production.
Italien. Ministero dei Lavori Pubblici Consiglio Superiore: Notizie sull' Attività del Servizio Idrografico, Roma.
Italien. Renzo Norsa: L' incidenza del costo dell' energia elettrica sulla produzione industriale.

Regulierungen.

Schweden. C. Schmidt: Some principles of Lake Storage with special reference to Swedish conditions.

Stauwehre.

Schweden. K. J. Karlsson: On the design of movable dams.
Schweden. N. K. Sundblad and J. Plass: Construction of Dams at the Norrfors Power Plant in Sweden.

Gruppe 2. Maschinen- und Schaltanlagen.

Wasserturbinen.

Deutschland. A. Ungerer: Der deutsche Wasserturbinenbau.
Schweden. H. Munding: Turbine designs: latest progress in Sweden.
Schweiz. A. L. Caflisch: Die hydraulischen Maschinen der Wasserkraftwerke.

Elektrische Generatoren und Schaltanlagen.

Deutschland. H. Wallem: Elektrische Maschinen und Zubehör.
Schweiz. Dr. Wyssling: Die elektrischen Einrichtungen hydroelektrischer Werke schweizerischer Herkunft.
Schweden. E. Zachrisson: Automatic hydro-electric Power Stations in Sweden.

Gruppe 3. Entwicklung der Wasserkraftnutzung.

Japan. S. Mayehara: Utilization of Water Power in Japan.
Mexiko. G. M. Oropesa: The Generation of Electric Power in the Republic of Mexico.
Schweiz. W. Wyssling: Stand und Entwicklung der Verwertung der schweizerischen Wasserkräfte.

2. Teil. Binnenschiffahrt.

Beziehungen zwischen Wasserkraftnutzung und Binnenschiffahrt.

Belgien. Fontaine: Utilisation de l'énergie Hydraulique en Relation avec la Navigation Intérieure en Belgique.
Deutschland. Hoebel: Die Beziehungen zwischen der Wasserkraftnutzung und der Binnenschiffahrt.
Deutschland. Dantscher: Die neuen Staustufen an der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau.
Frankreich. M. Dupin: Utilisation des Forces Hydrauliques et Navigation Intérieure.
Niederlande. Klink: Les voies navigables en construction dans le Limbourg Néerlandais et les forces hydrauliques qui y deviendront disponibles.
Norwegen. A. Krogstad: Bau der Kraft- und Schleusenanlage der Gemeinde Fredrikshald bei Brekkefoss.
Österreich. Baudirektion der Donauregulierungskommission: Die Regulierung der österreichischen Donau als Großschiffahrtstraße und die Donauwasserkraftnutzung.
Österreich. Halter und Schaffernak: Beitrag zur Frage der Ausgestaltung der Donau als Kraftwasserstraße.
Polen. Tillinger und Rosenthal: Canals proposed in Poland as a means of Transport and Sources of Energy.
Schweden. A. Ekwall: Utilization of Water power and Inland Navigation.
Schweiz. Dr. A. Strickler: Flußstauhaltungen im Dienste der Wasserkraftnutzung und der Binnenschiffahrt.
Ungarn. Maurer und Vas: Die Regulierung des Soroksarer Donauarmes und die Bauten des neuen Handels- und Industriehafens, Budapest.
Tschechoslowakei. Josef Wolf: L'Utilisation de l'Energie hydraulique et la Navigation Intérieure en Tchecoslovaquie au point de vue économique.
Spanien. Mendoza: Canalizacion y Fuerzas del Quadalquivir.
U. S. A. L. Cooper: Utilization of Water Power and Inland Navigation.

Berichte über reine Wasserbaufragen, Fahrzeuge und verschiedene Fragen.

England. E. Parry: On the Use of vd/y as a Parameter in the practice of Hydraulics.
Lettland. A. Vitols: Calcul Cinématique des Canaux de Flottage.
Deutschland. R. Zilcher: Gegenwartsfragen der Binnenschiffahrt in Deutschland.
Japan. Yokota: Action of Ro.
Österreich. Gebers: Modellversuche mit teilweise tauchenden Schiffspropellern.
Schweiz. P. Ostertag: Die Kraftmaschinen im Dienste der Binnenschiffahrt.
U. S. A. Grover und Hoyt: National aspects of the Study of Water Resources.

Goslar. Momber, Regierungsbaurat.

(Fortsetzung folgt.)

Uferschutzbauten am Sacramento-Strom. Dort, wo der Wert der anliegenden Grundstücke auch hohe Ausgaben rechtfertigt, ist eine ganze Reihe von Uferschutzbauten in Mauerwerk oder Beton erprobt und mit Vorteil angewendet. In vielen Fällen wird jedoch der Preis solcher Ausführungen nach der Meinung der Anlieger den Wert der gefährdeten Uferstrecken übersteigen und es oft billiger scheinen, Teile der letzteren zu opfern, als ein noch so vorzügliches Deckwerk zu bauen. Ein Beispiel dafür boten bisher gewisse Gegenden am Sacramento-Strom, die in den letzten 16 Jahren viermal große Uferveränderungen erlitten haben, indem die Strömung ganze Teile des Ufers mit den darauf befindlichen Schutzwerken einfach wegriß.

Mit der voranschreitenden Hochwasser-Regulierung des Sacramento-Tales wuchs natürlich auch die Wichtigkeit einer dauernden Erhaltung der vorhandenen Uferlinie. Anderseits erforderte nicht allein die Herstellung eines umfassenden Deichsystems umfangreiche Ausgaben, mit der dadurch gewährleisteten größeren Sicherheit gegen Überschwemmung wuchs auch die Anregung zur schnelleren Bebauung der Uferländereien. Die großen Kosten für Bewässerung, Dränage, Straßen sowie andere für Melioration und Hochwasserschutz dieser Gebiete notwendige Aufwendungen ließen es aber als wünschenswert erscheinen, alle Nebenausgaben — auch die für den eigentlichen Uferschutz — für einige Jahre auf einen Mindestbetrag zu beschränken. Das hat in vielen dieser Fälle dazu geführt, sich mit der Herstellung eines wirksamen und billigen Uferschutzes eingehend zu beschäftigen, und es sind längs des Sacramento-Stromes verschiedene Ausführungen entstanden: Strauchwerk, Holz- und Betondeckwerke hat man als brauchbar erprobt, und auch eine Reihe Buhnenbauten dieser Art haben sich bewährt.

Auch die Regierung hat in dem Bestreben, die Kosten der Uferbefestigung möglichst zu senken, die besonderen Verhältnisse des Stromgebietes sowie Anlage und Bewährung früherer Strombauten untersucht. Planmäßige, durch eine Reihe von Jahren fortgesetzte Beobachtungen haben zu der Überzeugung geführt, daß eine der Hauptursachen für die Auswaschungen im Strombett das Vorhandensein von Lagen losen Sandes in wechselnder Tiefe unter der Bodenoberfläche ist. Diese werden von der Strömung leicht ausgewaschen, und die überhängenden oberen Lagen brechen in großen Blöcken ab. In den meisten Fällen ist der über jenen Sandschichten gelagerte Boden fest genug und widersteht — mit Weiden und Strauchwerk bepflanzt — während der zeitlich ziemlich eng begrenzten Hochwasserperioden der Einwirkung der Flut ziemlich gut. Wo aber jene lockeren Sandlagen in Höhe des Mittel- und Niedrigwasserspiegels liegen, dürften sie gerade bei gewöhnlichem Wasserstand ausgewaschen werden und die oberen Lagen nachstürzen. Dieser Vorgang wird einmal durch die anprallenden Wellen vorüberfahrender Dampfer, zweitens aber durch Sickerwasser dort beschleunigt, wo nahe am Ufer

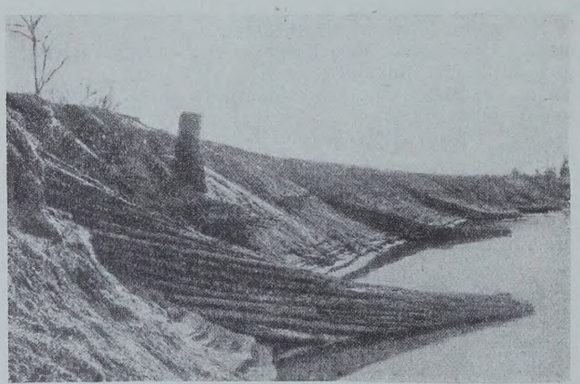


Abb. 1.

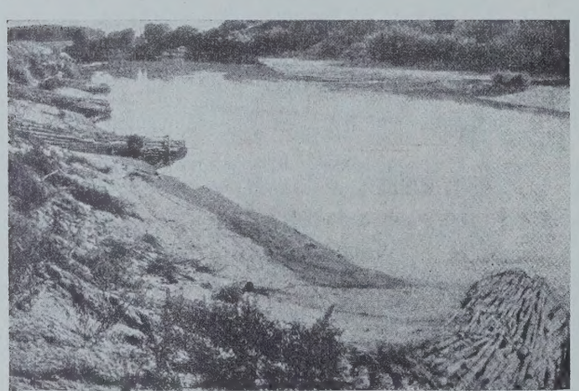


Abb. 2.

gelegenes Gelände berieselt wird. Die abgebröckelten und sich am Fuße der Uferböschung sammelnden Bodenmassen bedecken zwar zunächst die gefährdeten Schichten und schützen sie vorläufig gegen weitere Erosion; beim nächsten Hochwasser werden sie jedoch fortgeschwemmt, und die Zerstörung beginnt von neuem. Unter diesen Verhältnissen handelt es sich bei dem Schutz der Ufer darum, die Erosion der Sandschichten zu verhindern: Wo diese unter NW liegen, hat es sich als genügend erwiesen, sie durch eine Bruchsteinschüttung zu schützen; das dazu erforderliche Material mußte im vorliegenden Fall aber von der San Francisco-Bay herangeschafft werden, was die Arbeiten sehr verteuerte.

In der Absicht, ein Deckwerk zu schaffen, bei dem die längs des Stromes wachsenden Weiden und Pappeln verwendet werden konnten und das die lockeren Sandschichten am Fuße der Uferböschung schützen sollte, hat Paul Bailey, Regierungsingenieur in Sacramento, eine neue Art von Buhnen hergestellt, über die er in Eng. News-Rec. vom 29. Juli 1926 berichtet und die in Abb. 1 u. 2 dargestellt sind. Die ersten dieser Buhnen waren zu Beginn des Winters 1924 vollendet. Obwohl unmittelbar darauf starkes Hochwasser eintrat, haben nach einem amtlichen Gutachten die neuen Buhnen die Zerstörung der lange unter Wasser gewesenen Ufer wirksam verhütet: Die Sandlagen in Höhe NW, bei denen früher die Unterspülungen des Strandes einsetzten und die sonst schroff oder überhängend abfielen, waren jetzt mit sanft geböschten Sandbänken bedeckt, die zwischen den Fangedämmen angeschwemmt waren. Nach demselben Gutachten betrug früher der jährliche Rückgang der Uferlinie im Durchschnitt etwa 2,40 m; der Winter 1924/25 war der erste seit 16 Jahren, in dem ein solcher nicht verzeichnet zu werden brauchte. Abb. 1 zeigt eine Strecke der neuen Uferschutzbauten unmittelbar nach dem Hochwasser. Sie bestehen danach in einer Reihe von Buhnen, die vom Ufer aus in den Strom hineinragen und etwas stromabwärts gerichtet sind, um so viel als möglich die Bildung von Wirbeln bei NW zu vermeiden. Sie haben etwa 60 m Abstand, reichen 9 m in die NW-Rinne und liegen am Kopf — am Anschluß an das Ufer — in mittlerer Hochwasserhöhe.

Jede Buhne wird aus in der Längsrichtung verlegten Baumstämmen gebildet, deren Zweige entfernt sind, und hat am Kopf eine Breite von 3,35 bis 4,25 m, eine Höhe von 3,35 bis 4,40 m über der Stromsohle. Sie stellt ein an sich festes und im Strombett sicher verankertes Bauwerk dar, denn es sind nicht nur die einzelnen Stämme durch Drahtseile sorgfältig miteinander verbunden, sondern das Ganze ist mit starken Stahlkabeln umwunden, die am Ufer und an der Sohle mit 3,65 bis 5,50 m tief in den Grund versenkten Ankerschrauben befestigt sind.

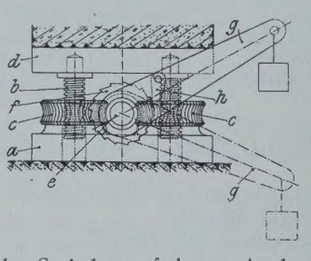
Durch diese Buhnen wird nicht nur die Strömung von den gefährdeten Sandschichten des Ufers ferngehalten, sondern — wie in Abb. 2 gut sichtbar — es bilden sich auch in den ruhigen Buchten zwischen den Buhnen Anlandungen von Sand und Sinkstoffen, auf denen sich dann Pflanzenwuchs entwickelt. Die Schnelligkeit, mit der das geschieht, geht am besten aus dem Vergleich der beiden Abbildungen hervor, von denen Abb. 1 die eben vollendeten Deckwerkarbeiten darstellt, während Abb. 2 sieben Monate später nach dem Hochwasser von 1925 aufgenommen ist und bereits starkes Weidengebüsch und Strauchwerk zeigt. Ki.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. November erschienene Heft 21 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Falschlunger: Umbau des Papiermaschinensaales der Papierfabrik Elsenthal A.-G. — Noboru Yamaguti: Über die Wärmeleitung und die Berechnung von Wärmespannungen in Eisenbetonstützmauern, welche periodisch erwärmt und abgekühlt werden. — Ing. G. Gragert: Vereinfachte Berechnung von Rahmen und durchlaufenden Trägern für lotrechte Belastung. — Dr.-Ing. Palen: Durchgehende Platten mit verschieden großen Trägheitsmomenten in den einzelnen Feldern.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zum Ausgleich und zum Anzeigen von Senkungen des Untergrundes von Bauwerken (Kl. 84c, Nr. 426854 vom 10.6.1923 von Jean Bonnet in St.-Etienne, Loire, Frankr.). Zwischen Grundwerk und Gebäudesockel werden Paare von Schraubenspindeln *b* eingesetzt und auf diese als Schneckenräder *c* ausgebildete Muttern geschraubt, die auf einer Grundplatte *a* ruhen und in eine wagerechte Triebschnecke *e* eingreifen. Das auf die Triebschnecke ausgeübte, unveränderliche Drehmoment treibt die Schneckenräder an und schraubt die Spindeln empor. Sinkt die Grundmauer und der Sockel *a*, so vermindert sich der Auflagerdruck des Gebäudeteils auf den Sockel *d*, und die Hubspindeln *b* werden so weit emporgeschraubt bezw. der Sockel *a* auf den nachgeben den Baugrund gedrückt, bis das Gleichgewicht wiederhergestellt ist. Zur Erzeugung des Drehmoments wird die Triebschnecke *e* mittels eines Schaltrades *f* nebst Klinke *h* mit einem Hebel *g* verbunden, an dem ein einstellbares Gewicht *i* befestigt ist; der Hebel ist mit einer Lärmvorrichtung verbunden.



Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungsbaurat (W.) Grochtmann, Vorstand des Wasserbauamts in Düsseldorf, ist mit Wirkung vom 1. Juli d. J. eine Regierungsbaurat-Beförderungsstelle der Besoldungsgruppe A 11 verliehen worden.

Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Möring von Driesen an die Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr.; die Regierungsbauräte (W.) Hillebrand von Hannover nach Driesen als Vorstand des Wasserbauamts, Hassenstein von Minden i. Westf. als Vorstand an das Neubauamt für den Kanal Hamm—Lippstadt in Hamm, Felix Bräuler (beurl.) an das Staubeckenamt in Ottmachau und Herbert Witte von Neuhaldensleben an das Wasserbauamt in Magdeburg.

Überwiesen sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Tzschirntsch vom Wasserbauamt in Magdeburg der Elbstrombauverwaltung daselbst; die Regierungsbaumeister (W.) Keil vom Wasserbauamt in Hamm dem Neubauamt daselbst, Westermann dem Wasserbauamt in Stettin und Baus dem Kanalbauamt in Magdeburg, die beiden letzteren unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst. Als Regierungsbaurat sind planmäßig angestellt: die Regierungsbaumeister (W.) Diefenbach beim Kanalbauamt in Dorsten, Liebsch beim Bauamt für den Pregelausbau in Insterburg und Siebrasse beim Wasserbauamt in Küstrin.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Ernst Hartwig (Wasser- und Straßenbaufach), Walter Böhme, Heinrich Brand (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Regierungs- und Baurat i. R. Eduard Beyerhaus in Berlin, früher bei der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau daselbst.

INHALT: Bewegungsfugen im Betonstraßenbau. — Die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. Oder. — Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede. (Schluß.) — Vermischtes: Ministerialdirektor Gutbrod zum Staatssekretär des Reichsverkehrsministeriums ernannt. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes in Aachen. — Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. — Uferschutzbauten am Sacramento-Strom. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 12. November 1926 Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Vorschläge für die Konstruktion von Güterschuppen.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

Die größeren Güterschuppen haben ausgesprochen die Form von langgestreckten Hallen, und man könnte für ihre Bauform treffender die Bezeichnung „Ladehalle“ statt des Wortes „Schuppen“ anwenden. Daraus folgt, daß auch für größere Güterschuppen ähnliche Konstruktionsgrundsätze anzuwenden sein würden wie für sonstige Hallen. Das würde um so mehr der Fall sein, wenn die Güterschuppendächer, wie es neuerdings mehr als früher geschieht, ohne Zwischenstützen ausgeführt werden. Diese Konstruktion dürfte bei der zunehmenden Verwendung von Motorkarren den Vorteil haben, diesen größere Bewegungsfreiheit zu geben. Die Binder der Güterschuppen sind nun aber meistens so ausgeführt, daß ihre Auflager in einigen Metern Höhe über dem Fußboden auf den Umfassungswänden angeordnet sind. Bei dieser Konstruktionsweise muß der bei der verhältnismäßig großen Schuppenhöhe recht erhebliche seitliche Winddruck von den Schuppenmauern aufgenommen werden. Das ist jedenfalls keine vorteilhafte Konstruktionsweise. Es dürfte zweckmäßiger sein, die Auflager der Schuppenbinder, wie es bei den sonstigen Hallenkonstruktionen allgemein üblich ist, dicht über dem Fußboden anzuordnen. Als Binderform kann sowohl der Balken auf zwei Stützen, als auch der Zweigelenkbogen oder der Dreigelenkbogen in Frage kommen. In Abb. 1 ist ein einfacher Dreigelenkbogen für Holzkonstruktion dargestellt. Die ausgezogenen Stäbe genügen bei Stützweiten bis etwa 9 m. Bei größeren Stützweiten kommen die Stäbe *bc* und *cd* dazu. Wegen der verhältnismäßig weit auskragenden Vordächer wird der durch die senkrechten Kräfte entstehende Auflagerdruck annähernd in die Linie des Stabes *a b* fallen. Dadurch ergibt sich eine verhältnismäßig günstige Binderbeanspruchung.

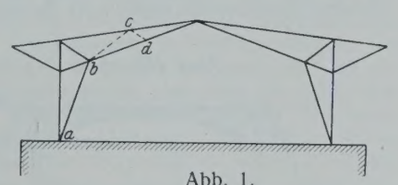


Abb. 1.

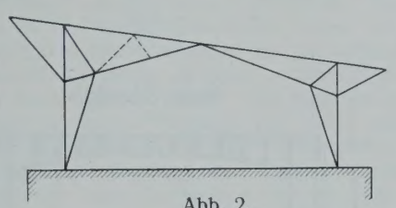


Abb. 2.

Da demnächst an der Gleisseite wegen Durchführung des elektrischen Betriebes eine erheblich größere lichte Höhe des Vordaches über S.-O. erforderlich ist als an der Straßenseite, ist das Pultdach nicht nur für schmale, sondern auch für breitere Schuppen zweckmäßiger als das Satteldach. Der Dreigelenkbogen kann gemäß Abb. 2 auch beim Pultdach angewandt werden. Das Mauerwerk der Seitenwände kann bei dieser Konstruktion schwach gehalten und als Fachwerk ausgebildet werden. Fachwerk ist auch in der Unterhaltung nicht ungünstig, da es durch die weit auskragenden Vordächer gegen Witterungseinflüsse bei Güterschuppen besser als bei sonstigen Gebäuden geschützt ist. Als Fundament kommen Einzelstützen unter den Bindern und zwischen den Bindern leichte Pfeiler zum Tragen des Mauerwerks in Frage.

Auf einen wesentlichen Unterschied zwischen großen und mittleren Schuppen einerseits und ganz kleinen Schuppen anderseits ist noch hinzuweisen. Bei den größeren Schuppen werden die Eisenbahnwagen auf ein besonderes Schuppengleis gesetzt. Wo dies geschieht, ist die Schuppenform nach Abb. 3 mit beiderseitigen Ladebühnen angebracht. Auf kleinen Stationen dagegen werden die Kurswagen meistens auf einem Hauptgleis behandelt. Der Transport der Stückgüter zwischen Kurswagen und Schuppen geschieht mit Handwagen. Wenn man den Schuppen auch für solche Fälle nach Abb. 3 nach dem Vorbilde der großen Schuppen, also mit beiderseitigen Ladebühnen, weit vorkragenden Vordächern, dem dadurch bedingten hohen Dach, zwei Toren und Eingangstür, durchgehenden Fundamenten, unter Umständen mit Unterkellerung, ausführt, so wird er unverhältnismäßig teuer. Außerdem bietet er wenig Platz zum Lagern, weil die in Abb. 3 schraffierten Teile (Karrweg von Tor zu Tor, Gehweg und Platz für die Wage) zur Lagerung nicht in Frage kommen und der Schuppen durch diese Flächen in einzelne kleine Teile zerrissen wird, die sich weniger gut zum Lagern ausnutzen lassen als ein zusammenhängender Raum. Auch die Kosten des Verbindungsbaues zwischen Schuppen und Empfangsgebäude fallen dem Schuppen zur Last.

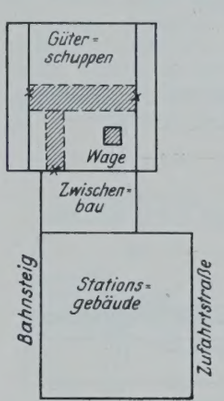


Abb. 3.

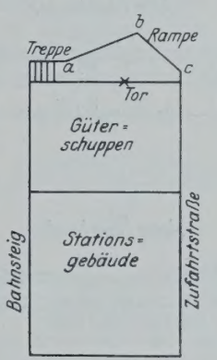


Abb. 4.

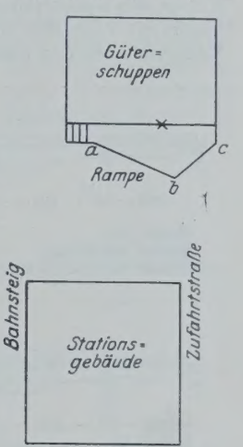


Abb. 5.

Ladebühne und Schuppentor nach der Gleisseite sind überflüssig, wo kein Schuppengleis vorhanden. Für solche Schuppen kommt eine ganz einfache Lösung nach Abb. 4 oder 5 in Frage, ein Raum von etwa 3 m Höhe mit Fachwerkwänden, auf Einzelpfeilern fundiert, mit einer Tür und einer Rampe an einer quer zu den Gleisen stehenden Wand. Kante *a—b* dient zur Anfuhr der Handwagen, *b—c* für Anfuhr des Landfuhrwerks. Die Platzausnutzung ist hier besser wegen Wegfalls der Wege zwischen den Türen. Abb. 4 zeigt den Schuppen an das Stationsgebäude angebaut, Abb. 5 mit unbebautem Zwischenraum zwischen Schuppen und Stationsgebäude.

Die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst** in Berlin.

(Schluß aus Heft 46.)

Die im Jahre 1876 eröffnete Bahnlinie Itzehoe—Neuschanz (Oldenburg) überschritt die Ems bei Weener mit elf festen Überbauten von 11 bis 50 m Stützweite und einer in der Nähe des westlichen Ufers gelegenen zweiarmigen Drehbrücke von je 20 m lichter Weite (Abb. 15). Die kleineren Überbauten von 11 bis 15 m waren Parallelfachwerkträger, die größeren bis 50 m Stützweite Parabelfachwerkträger. Die neue Brücke, die am 27. Mai 1926 dem Betriebe übergeben wurde[6]), liegt 16,5 m flußaufwärts der alten Brücke. Sie besteht in ihrem beweglichen Teil aus einer Klappbrücke von 25 m lichter Durchfahrtöffnung, die etwa dieselbe Lage zum Stromstrich erhalten hat wie die alte Drehbrücke. Westlich schließt sich ein fester Überbau von rd. 51 m Stützweite an, der so verbreitert ist, daß die Klappbrücke nach Scherzer'scher Bauart beim Öffnen und Schließen auf den ersten Feldern dieses Überbaues abrollen kann. Östlich schließen sich an die Klappbrücke fünf Öffnungen mit Pfeilerentfernungen von rd. 50 m an, die mit durchlaufenden Parallelfachwerkträgern mit Gelenken überbrückt sind. Die 6,60 m bezw. 8 m hohen festen Überbauten sind aus St 48, die Klappbrücke, die im Gegensatze zu den festen Überbauten keinen oberen Windverband erhalten hat, aus St 37 hergestellt. Die im ganzen rd. 330 m lange Brücke fügt sich mit ihren wagerechten Gurtungen und den abwechselnd fallenden und steigenden Streben sehr gut in das flache Landschaftsbild ein.

Abb. 16 zeigt die alten und neuen Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Leda auf der Strecke Münster—Emden. Die festen Überbauten des alten Bauwerks aus dem Jahre 1854 bestehen aus über je drei Öffnun-

[6]) Siehe Schlodtmann, Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener, „Die Bautechnik 1925“, S. 298/310 und „Die Reichsbahn“ 1926, S. 375/392.

gen durchlaufenden Blechträgern von 29, 36,5 und 29 m Stützweite und einer einarmigen Drehbrücke von etwa 8,5 m lichter Durchfahrtöffnung. Für die neuen festen Überbauten aus St 48 wurden aus wirtschaftlichen Gründen Fachwerkgerberträger mit parallelen Gurtungen gewählt, die symmetrisch zu beiden Seiten der Drehbrücke angeordnet sind. Ein

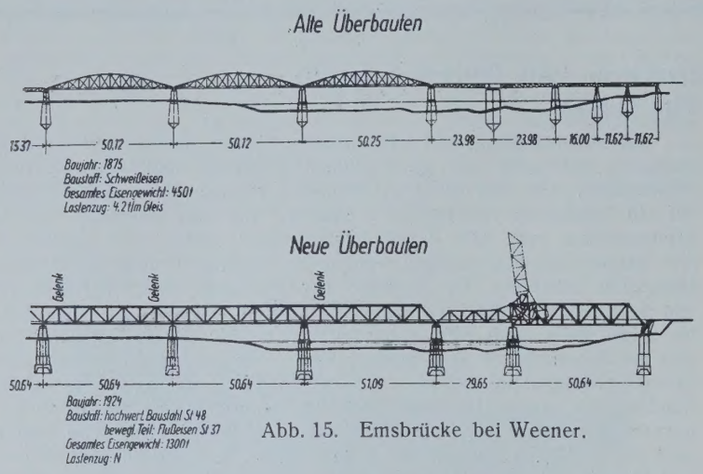


Abb. 15. Emsbrücke bei Weener.

Träger von rd. 40 m Stützweite über der Mittelöffnung kragt beiderseits 4 m in die Nachbaröffnung aus und nimmt dort zwei Parallelfachwerkträger von 27 m Stützweite auf. Von dem hohen Kragträger leiten jeweils Schrägstäbe zu den niedereren Schwebeträgern über.

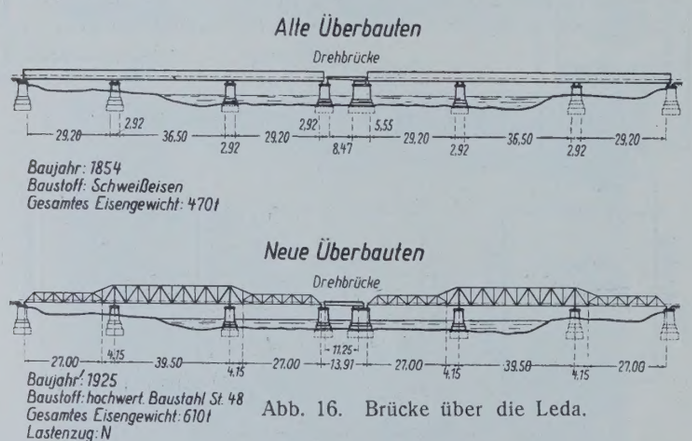


Abb. 16. Brücke über die Leda.

Die drei folgenden Abbildungen bringen Brückenumbauten aus dem Bezirk Essen. Die fünf alten Überbauten der Ruhrbrücke auf der Strecke Heisingen—Kupferdreh (Abb. 17), Schwedlerträger von 45 m Stützweite, wurden durch einen durchlaufenden Parallelträger mit Gelenken ersetzt, der die Pfeiler nur zentrisch belastet. Die Öffnungen 2 und 4 sind durch Kragträger von 47 m Stützweite überbrückt, auf denen die Schwebeträger der Öffnungen 1, 3 und 5 ruhen. Für die Brücke wurde St 48 verwendet.

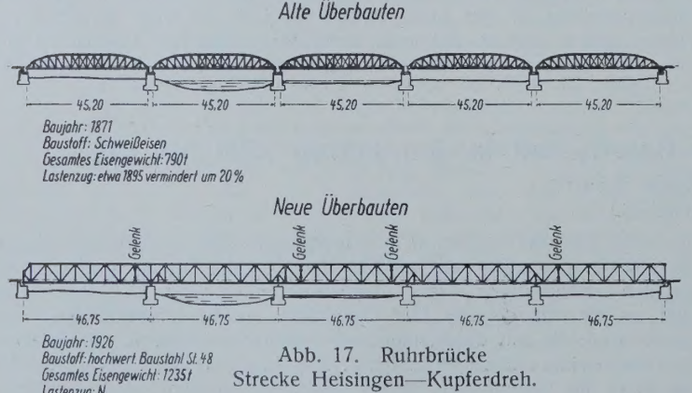


Abb. 17. Ruhrbrücke Strecke Heisingen—Kupferdreh.

Eine weitere Ruhrbrücke auf der Strecke Steele-Süd—Altendorf-Ruhr zeigt Abb. 18. Die eigentlichen Stromüberbauten der alten Brücke sind zwei Parallelfachwerkträger mehrfachen Systems von 32 und 52 m Stützweite, die bei der neuen Brücke durch einen durchlaufenden Fachwerkträger mit einem Gelenk in der kleineren Öffnung ersetzt wurden. Das System des hohen Kragträgers wurde zur Anpassung an das des niederen Schwebeträgers unterteilt. Bemerkenswert ist bei diesem Neubau, daß das Gelenk versuchsweise als Puffergelenk (langsam wirkendes Gelenk nach Dr.-Ing. Georg Müller) ausgebildet wurde, wodurch erreicht werden soll, daß der Überbau für Eigengewicht, Temperaturänderungen und bei etwaigen Senkungen der Auflager als Gerberträger, dagegen für

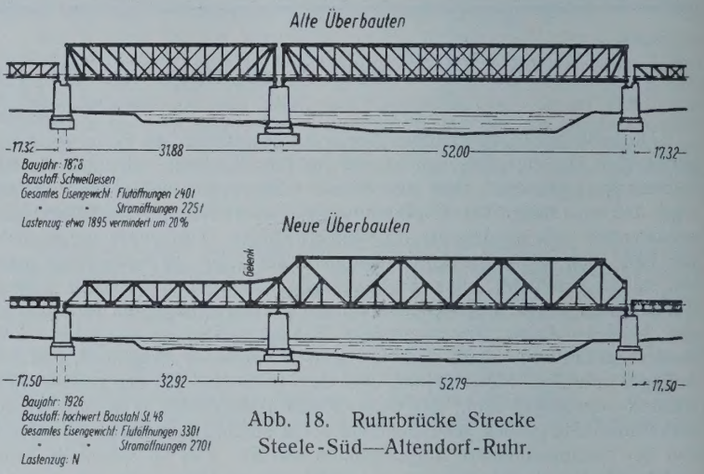


Abb. 18. Ruhrbrücke Strecke Steele-Süd—Altendorf-Ruhr.

die Verkehrslasten als durchlaufender Träger ohne Gelenke wirken soll. Durch den Einbau dieses Gelenks ist die Sprengung des Obergurts beiderseits des Gelenks bedingt. Das Gelenk selbst und die benachbarten Obergurtknotenpunkte mußten als Bolzengelenke ausgebildet werden.

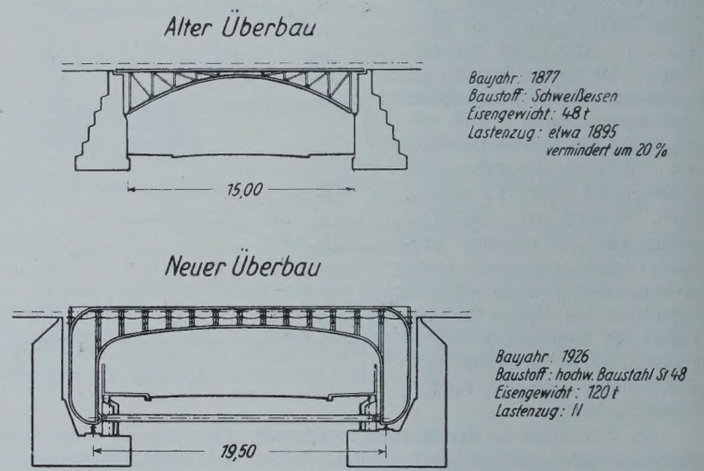


Abb. 19. Unterführung des Heiligenweges am Bahnhof Dortmund-Süd.

Der alte Überbau für die Unterführung des Heiligenweges auf Bahnhof Dortmund-Süd (Abb. 19), ein Fachwerkbogenträger mit zwei Gelenken, ist mit Rücksicht auf die geringe zur Verfügung stehende Bau-

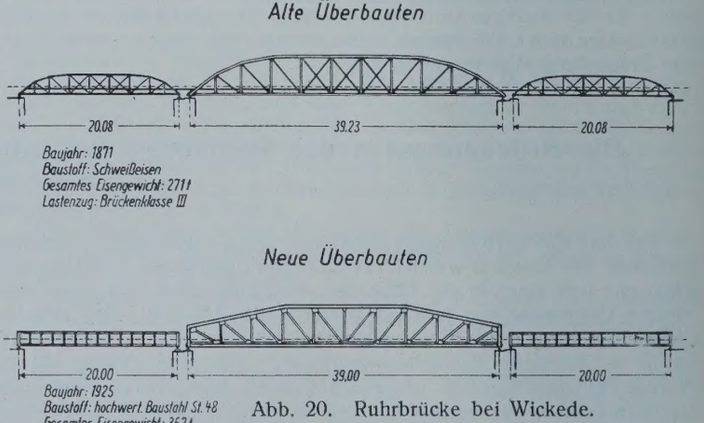


Abb. 20. Ruhrbrücke bei Wickede.

höhe und auf die Lage des Überbaues im Bergbausenkungsgebiet durch einen Überbau aus vollwandigen Zweigelenkrahmen mit unter der Straßenoberfläche liegenden Zugbändern ersetzt worden. Der neue Überbau ist für den Lastenzug *N* berechnet und aus St 48 hergestellt.

Abb. 20 zeigt die Ruhrbrücke bei Wickede im Bezirk Elberfeld. Bei der alten Brücke sind drei Öffnungen mit Schwedlerträgern von 39 m und 20 m Stützweite überspannt. Beim Neubau sind die beiden kleineren Öffnungen mit Blechträgern, die größere mit einem Fachwerkträger aus St 48 mit geradlinig begrenzten Gurten überbrückt. Zur Überleitung auf die niederen Blechträger ist der Obergurt der Fachwerkbrücke an den Enden herabgezogen.

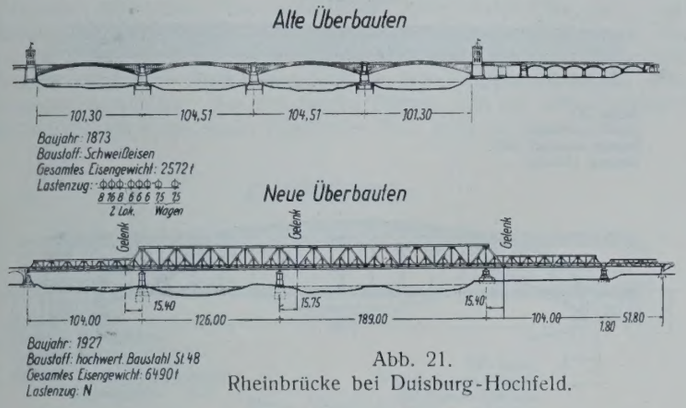


Abb. 21.
Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

Eines der bedeutendsten zurzeit in der Ausführung begriffenen Bauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zeigt Abb. 21. Die alte aus dem Jahre 1873 stammende zweigleisige Brücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld besteht aus vier gleichen Öffnungen, die jede mit drei schönen Fachwerkbogenträgern von rd. 100 m Stützweite überspannt sind. Die Bogenträger überschneiden die Fahrbahn im mittleren Drittel. Die neue ebenfalls zweigleisige Brücke[7]), deren Bau im Jahre 1918 mit der Gründung von zwei Pfeilern begonnen wurde, aber dann bis 1925 ruhte, liegt rd. 27 m flußabwärts der bestehenden und zeigt über dem Strom durchlaufende Parallelträgerüberbauten mit Gelenken. Am östlichen Rheinufer schließt ein Trapezträger von 52 m Stützweite an, während auf dem westlichen Ufer wie bei der alten Brücke zahlreiche mit Gewölben überspannte Flutöffnungen auf den anschließenden Damm überleiten. Bei den vorliegenden Verhältnissen — die Schiffahrt erforderte rechts eine große Stromöffnung von nahezu 200 m Weite, während für die mittlere und linke Stromöffnung Weiten von rd. 100 m genügten — bot der gekröpfte Parallelträger eine sehr befriedigende Lösung. Die Systemhöhe der Träger beträgt in den beiden mittleren Öffnungen von 126 m und 189 m Stützweite 20 m, die der Schwebeträger in den beiden Seitenöffnungen von 104 m Stützweite 10 m. Die Lage der Gelenke ist aus der Abbildung zu ersehen. Auch hier leiten Schrägstäbe von den Obergurten der höheren Überbauten zu den niederen über. Bei dieser Brücke

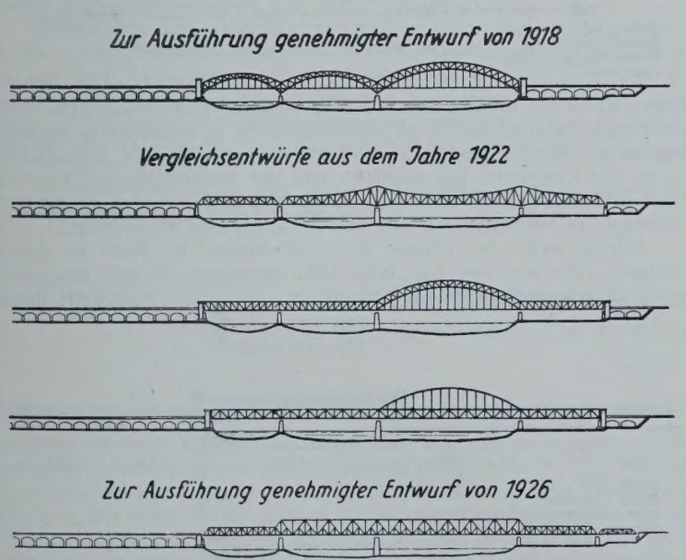


Abb. 22. Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

betragen die Materialersparnisse infolge der Verwendung von St 48 gegenüber einem ähnlichen Entwurf in St 37 rd. 4000 t = 39 %; die Kostenersparnisse dürften sich auf 20 bis 25 % belaufen. In Abb. 22 sind noch die wichtigsten der zahlreichen Vergleichsentwürfe für die Brücke zusammengestellt Selbst der noch am meisten ansprechende Entwurf aus dem Jahre 1918, der bereits zur Ausführung genehmigt war, dürfte mit seinen verschieden hohen und weiten Bogen kein in jeder Hinsicht so gutes Bild gegeben haben wie die fast selbstverständlich wirkende Lösung aus dem Jahre 1925.

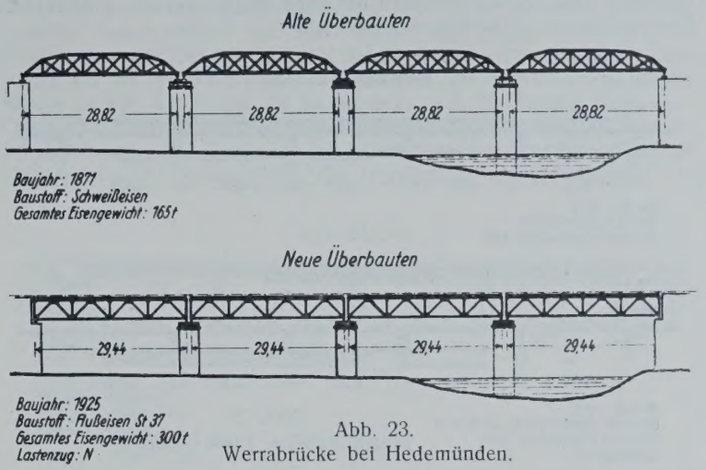


Abb. 23.
Werrabrücke bei Hedemünden.

Die eingleisigen Überbauten der Werrabrücke bei Hedemünden auf der Strecke Eichenberg—Cassel (Abb. 23) wurden im Jahre 1925 durch eingleisige Überbauten von je 30 m Stützweite aus Strebenfachwerk mit parallelen Gurten und obenliegender Fahrbahn ersetzt. Die bestehenden Pfeiler wurden bis auf die erforderliche Höhe abgebrochen, konnten im übrigen aber wieder verwendet werden.

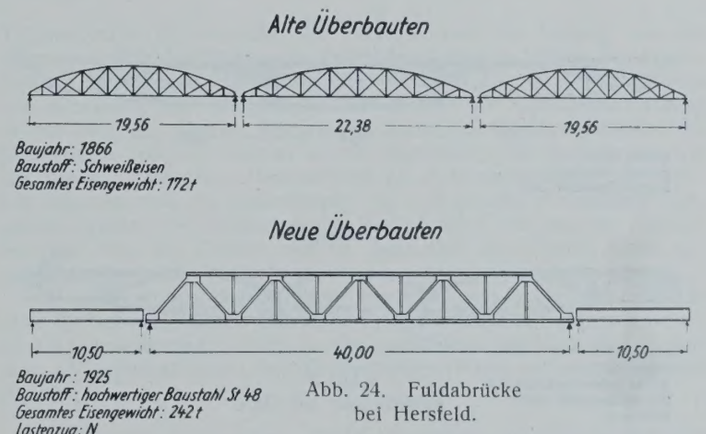


Abb. 24. Fuldabrücke bei Hersfeld.

Abb. 24 zeigt den Umbau der Fuldabrücke bei Hersfeld. Die drei Öffnungen der alten Brücke waren durch Parabelfachwerkträger von 19 m bezw. 22 m Stützweite mit gekreuzten Streben überspannt. Bei der neuen

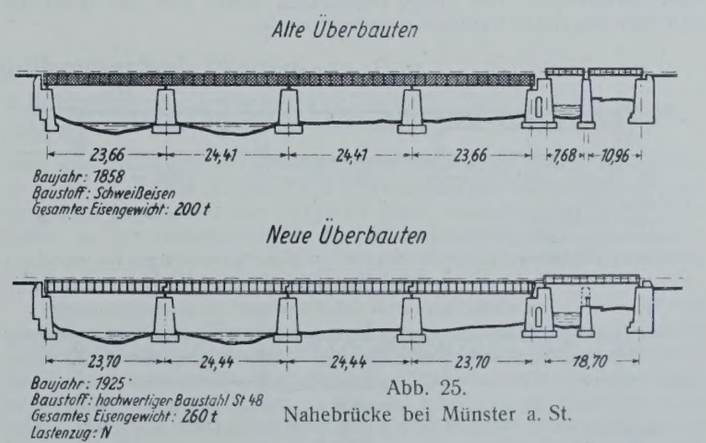


Abb. 25.
Nahebrücke bei Münster a. St.

aus St 48 gebauten Brücke ist die Mittelöffnung auf 40 m Stützweite vergrößert und durch einen Parallelträger mit abgeschrägten Enden überbrückt. Über den beiden Seitenöffnungen sind vollwandige Träger von 10,5 m Stützweite verwendet.

[7]) S. Tils, Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. „Die Bautechnik" 1926, S. 136 bis 142; ferner Dr.-Ing. Brunner, Die neue zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Z. d. V. d. I. 1926, S. 993 bis 998.

Die alte, im Jahre 1858 erbaute Brücke bei Bad Münster a. St. überquerte die Nahe auf einem über vier Öffnungen von je rd. 24 m Stützweite durchlaufenden engmaschigen Gitterträger (Abb. 25). An seine Stelle treten bei der neuen Brücke einzelne vollwandige Träger, die auf den Mittelpfeilern je mit einem gemeinschaftlichen Lager abgestützt wurden, um die Pfeiler zentrisch zu belasten. Die rechts anschließenden beiden kleinen vollwandigen Überbauten der alten Brücke wurden durch einen Überbau von rd. 19 m Stützweite ersetzt.

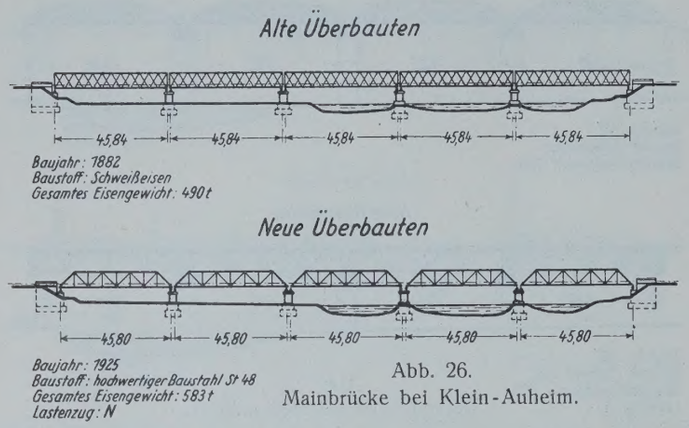


Abb. 26. Mainbrücke bei Klein-Auheim.

Die alte, von Gerber konstruierte eingleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Klein-Auheim auf der Strecke Eberbach—Hanau (Abb. 26) zeigt fünf gleiche Öffnungen, die mit engmaschigen Parallelfachwerkträgern von rd. 46 m Stützweite überbrückt sind.[8]) Da die alten Pfeiler zweigleisig ausgebaut waren, konnten die neuen Überbauten, für die weitmaschige Trapezträger gewählt wurden, neben den alten montiert werden. Die neuen Träger aus St 48 sind für den Lastenzug *N* berechnet.

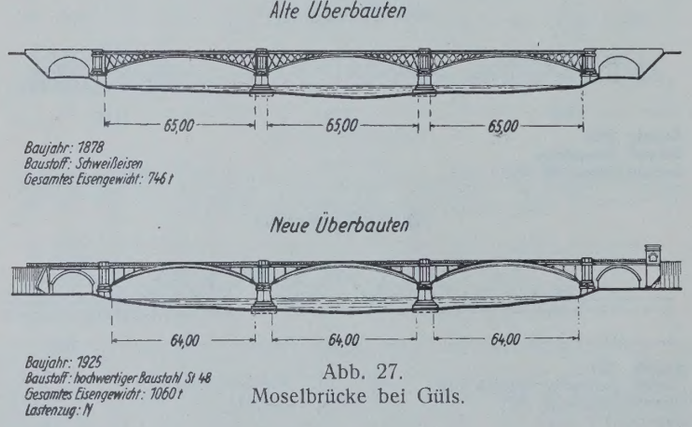


Abb. 27. Moselbrücke bei Güls.

Abb. 27 zeigt den Umbau der zweigleisigen Moselbrücke bei Güls. Die drei Überbauten der alten Brücke aus dem Jahre 1878, Bogenträger von 65 m Stützweite mit ausgefachten Zwickeln, sind durch vollwandige schöne Bogen aus St 48 ersetzt worden, die im Scheitel über die Fahrbahn hervorragen. Das ruhige Brückenbild dürfte auch der landschaftlich hervorragenden Umgebung gerecht werden.

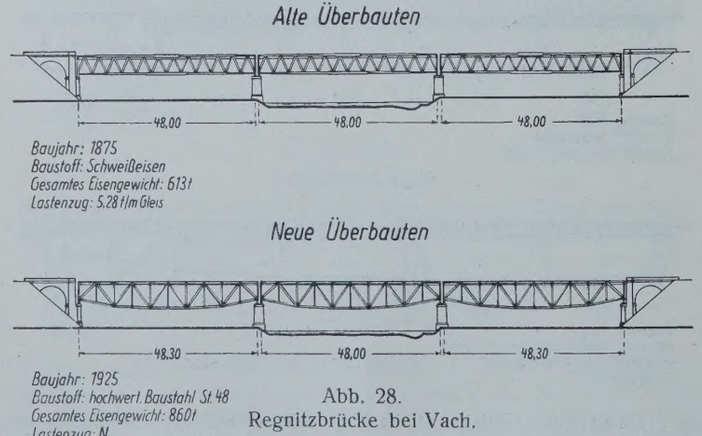


Abb. 28. Regnitzbrücke bei Vach.

[8]) Siehe Gliss, Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim, „Die Bautechnik“ 1926, S. 2 bis 4.

Die alten Überbauten der Brücke über die Regnitz bei Vach auf der Strecke Nürnberg—Bamberg (Abb. 28) bestanden aus Parallelfachwerkträgern. Um den neuen Überbauten eine wirtschaftlich günstigere Höhe geben und trotzdem die alten Lager wieder verwenden zu können, wurden Träger mit gekrümmten Untergurten gewählt. Die 48 m weit gestützten Träger sind aus St 48 hergestellt.

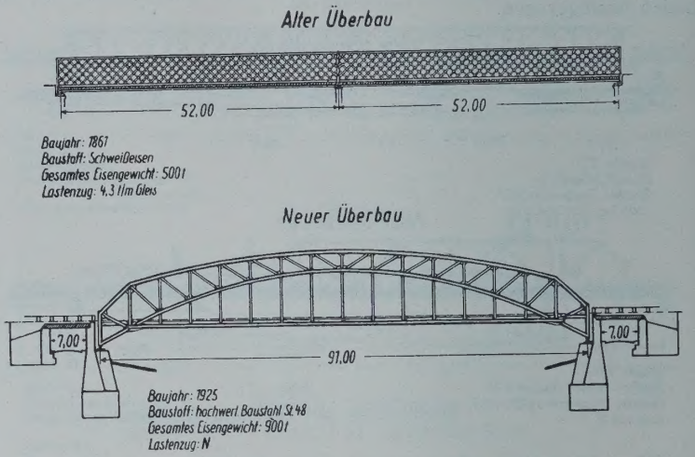


Abb. 29. Eisenbahnbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll.

In Abb. 29 sind die alten und neuen Überbauten der Lechbrücke bei Augsburg-Hochzoll[9]) dargestellt. Die alten eingleisigen Überbauten aus dem Jahre 1861 sind über zwei Öffnungen von je 52 m Stützweite durchlaufende engmaschige Paralleträger. Da der Zwischenpfeiler durch das Hochwasser des Gebirgsflusses dauernd gefährdet war und durch einen besonderen Wehreinbau geschützt werden mußte, wurde bei der neuen

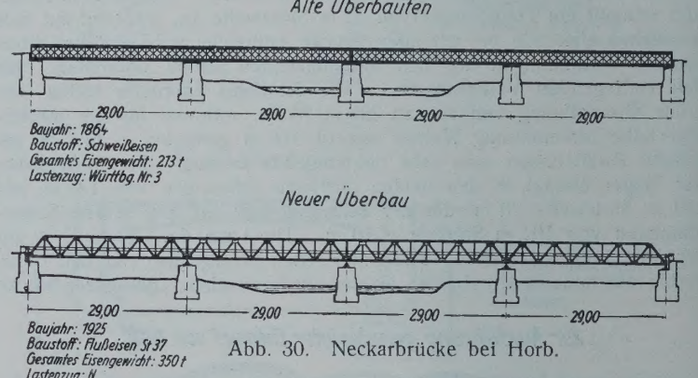


Abb. 30. Neckarbrücke bei Horb.

Brücke nur eine Öffnung von 91 m Stützweite vorgesehen. Die neue zweigleisige Brücke aus St 48 wurde etwa 18 m flußaufwärts der alten hergestellt. Die Hauptträger sind Fachwerkbogenträger mit Zugband, bei denen der Untergurt, das Zugband und der Endportalpfosten in einen Punkt zusammengeführt sind. Um einen schroffen Übergang auf die Endwiderlager zu vermeiden, ist der letzte Obergurtstab abgeschrägt.

Abb. 30 zeigt den Umbau der Neckarbrücke bei Horb im Bezirk Stuttgart. Die alte aus dem Jahre 1864 stammende Brücke überquerte den Fluß mit einem über vier Öffnungen von je 29 m Stützweite durch-

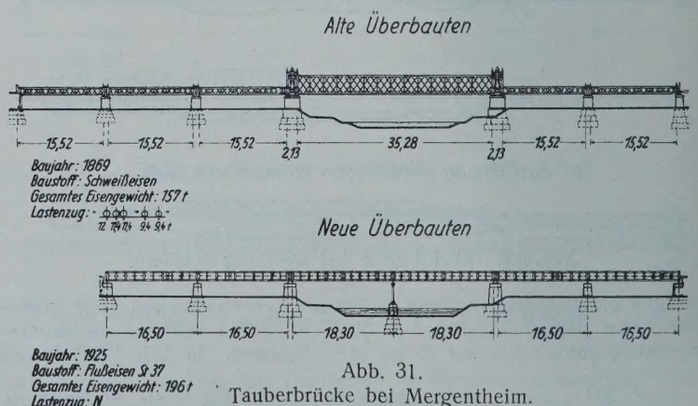


Abb. 31. Tauberbrücke bei Mergentheim.

[9]) Siehe Weidmann, Die Lechbrücke bei Hochzoll, „Die Bautechnik“ 1926, S. 285 bis 290 u. S. 316 bis 321.

laufenden engmaschigen Parallelfachwerkträger. Bei dem neuen Überbau sind die vier Öffnungen wieder mit einem durchlaufenden, aber weitmaschigen Parallelfachwerkträger ohne Gelenke überspannt.

Bei der alten Tauberbrücke bei Mergentheim aus dem Jahre 1869 (Abb. 31) sind fünf kleine Öffnungen von rd. 16 m Stützweite mit niederen und eine Flußöffnung von 35 m Weite mit höheren engmaschigen Parallelfachwerkträgern überspannt. Über sämtlichen Pfeilern waren gußeiserne Zierbauten angeordnet. Die neue Brücke bietet durch Einsparung einer Öffnung ein zum Flußbett symmetrisches Bild. In den Fluß wurde eine eiserne Stütze gesetzt, so daß sämtliche Öffnungen mit vollwandigen Trägern überbrückt werden konnten, die über je zwei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufen. Aus den beiden Bildern geht die außerordentliche Wirtschaftlichkeit des neuen Überbaues ohne weiteres hervor.

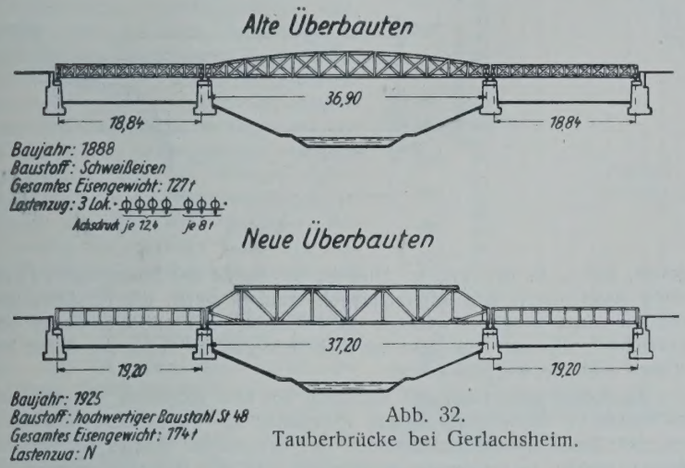


Abb. 32.
Tauberbrücke bei Gerlachsheim.

Aus Abb. 32 ist der Umbau der Tauberbrücke bei Gerlachsheim auf der Strecke Lauda—Würzburg zu ersehen. Bei der alten, im Jahre 1888 erbauten Brücke sind die beiden Seitenöffnungen mit Parallelfachwerkträgern von 19 m Stützweite, die Flußöffnung mit einem Halbparabelfachwerkträger von 37 m Stützweite überbrückt. Bei der neuen Brücke aus St 48 wurden für die Überbrückung der Seitenöffnungen vollwandige Träger und für die Mittelöffnung ein Parallelfachwerkträger verwendet.

Zum Schlusse sei in Abb. 33 noch der Umbau des Hornberger Viadukts auf der Schwarzwaldbahn gezeigt. Die alte Brücke überspannte vier Öffnungen von je 32 m lichter Weite mit engmaschigen Parallelfachwerkträgern, die von hohen Steinpfeilern getragen waren. Die neben der bestehenden erbaute neue Brücke zeigt einen massiven aus Beton und Granit hergestellten Viadukt mit sieben Öffnungen.

Neben den hier vorgeführten Brückenbauten sind in den letzten Jahren noch zahlreiche weitere Um- und Neubauten von Brücken fertiggestellt bezw. begonnen worden, von denen die bedeutenderen hier genannt seien: Die Wallgrabenbrücken bei Marienburg, die große zweistöckige Eisenbahn- und Straßendrehbrücke über den Pregel in Königsberg,[10]) die Oderbrücken bei Deutsch-Nettkow und Deutsch-Rasselwitz, die Queisbrücke bei Sagan auf der Strecke Arnsdorf—Gassen,[11]) die Boberbrücke bei Oberleschen auf derselben Strecke,[11]) vier Boberbrücken bei Rudelstadt, Jannowitz, Wernersdorf und Merzdorf auf der Strecke Hirschberg—Ruhbank, die Überführung über den Landwehrkanal am Anhalter Bahnhof in Berlin, die Elbebrücke bei Wittenberg, die erste in Betrieb genommene Fachwerkbrücke in hochwertigem Baustahl St 48 (die erste in Betrieb genommene Blechträgerbrücke in St 48 ist die Ende 1924 fertiggestellte Passargebrücke auf der Strecke Marienburg—Allenstein), die Brücke über die Ochtum auf der Strecke Wanne—Bremen, die Lesumbrücke auf der Strecke Bremen—Wesermünde, die Allerflutbrücke auf der Strecke Lehrte—Hamburg, die Leinebrücke auf der Strecke Hannover—Cassel, die Fuldabrücke bei Blankenheim, die Saalebrücke bei Calbe-Ost, die Ehlebrücke bei Biederitz, die Mainbrücke bei Frankfurt a. M., die Kinzigbrücke bei Hanau-Nord, die Havelbrücke bei Fichtengrund, die

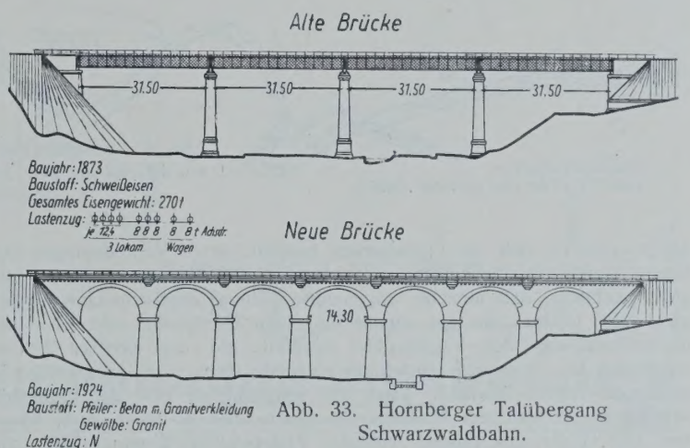


Abb. 33. Hornberger Talübergang Schwarzwaldbahn.

Tollensebrücke bei Demmin, die Persantebrücke bei Kolberg und die Dievenowbrücke bei Wollin, die Parnitzdrehbrücke in Stettin, die Landebrücken in Stralsund (Hafen), die Elbebrücke bei Torgau, die Nahebrücke bei Kreuznach, die Murgbrücke bei Rastatt, die Gleisüberschneidung in km 69,9 der Strecke Durlach—Karlsruhe,[12]) die Donaubrücken bei Donauwörth und bei Mariaort unweit Regensburg, die Röslaubrücke auf der Strecke Oberkotzau—Marktredwitz, das Kreuzungsbauwerk auf Bahnhof München und die Unterführung der Königstraße in Cannstatt. Insgesamt wurden für Neubauten und Verstärkungen von eisernen Brücken im Jahre 1924 rd. 22 000 t und im Jahre 1925 rd. 52 000 t Stahl eingebaut.

In hochwertigem Baustahl St 48 wurden in den Jahren 1924 und 1925 etwa 30 Fachwerkbrücken und 20 Blechträgerbrücken mit zusammen rund 15 000 t ausgeführt; in St 48 in der Ausführung begriffen sind zurzeit etwa 45 Fachwerkbrücken und 15 Blechträgerbrücken mit zusammen rund 41 000 t.

[10]) Siehe Lewerenz, Die neue Pregelbrücke zu Königsberg i. Pr., „Die Bautechnik" 1925, S. 329 bis 342.

[11]) Siehe Dr. Fischmann, Die Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung, „Die Bautechnik" 1926, S. 70 bis 72.

[12]) Siehe Knittel, Die Überführung bei km 69,9 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe, „Die Bautechnik" 1925, S. 648 bis 652.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bestimmung von Flußbettveränderungen.

Von **F. Düll,** Regierungsbaurat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

(Schluß aus Heft 47.)

Tiefenkurvenpläne.

Eine ähnliche Verwendungsmöglichkeit wie die Talwegpläne haben die Tiefenkurvenpläne oder Schichtenpläne (vergl. Abb. 1 u. 4); während erstere nur die Sohlengestalt im Stromstrich darstellen, geben die letzteren die Form der Sohle in der ganzen Breitenausdehnung wieder, indem sie von einer einmal bestimmten Wasserspiegelhöhe ab die Tiefe des Flußbettes in zusammenhängenden Kurven angeben, wobei durch eine mit der Tiefe dunkler werdende Bemalung die Übersichtlichkeit des Bildes bedeutend erhöht wird. Die Herstellung geschieht je nach dem Grade der verlangten Genauigkeit mit mehr oder weniger dicht gelegten Querprofilen. Der Tiefenkurvenplan dient ebenfalls hauptsächlich der Schiffahrt und ist ferner sehr wichtig für die Beurteilung der Wirkung flußbautechnischer Maßnahmen, insbesondere für die Darstellung der Verlandungswirkung von Buhnen bei Niederwasserkorrektionen, da er den Zustand der Flußsohle im Zeitpunkte der Aufnahme sehr genau wiedergibt. Es sei hier wieder auf den Plan von der Rheinregulierung zwischen Sondernheim und Straßburg (Abb. 4) hingewiesen, ohne weiter darauf einzugehen, da er für sich selbst spricht. Für die Beurteilung der Sohlenveränderungen im großen ganzen und zum Vergleich dieser Veränderungen in mehreren Jahren ist der Tiefenkurvenplan jedoch unbrauchbar, da ein Ineinanderzeichnen nur zweier verschiedener Tiefenkurvenpläne ein unübersichtliches Liniengewirr ergäbe.

Gewissermaßen ein Sonderfall des Tiefenkurvenplanes ist der Kiesbankgrundrißplan, der die Grenzen der über einem gewissen Niederwasserstand sichtbaren Kiesbänke in der Draufsicht des Flußlaufes angibt (vergl. Abb. 6). Er ist nicht viel mehr als eine Übersicht, ohne über die Sohlenänderungen zahlenmäßig Aufschluß geben zu können, kann aber als Übersicht recht gute Dienste tun, sei es zur Beurteilung von Baumaßnahmen oder sei es für wissenschaftliche Zwecke zur Erforschung der Kiesbankbewegungen, da es möglich ist, immerhin zwei bis drei zeitlich verschiedene Aufnahmen ineinanderzuzeichnen. Zur Ermöglichung eines Vergleiches ist in jeden neuen Kiesbankplan die letzte Kiesbanklage des vorhergehenden Planes einzuzeichnen.

Querschnittsaufnahmen.

Am besten und sichersten wird die Veränderung des Flußbettes natürlich durch dessen genaue Aufnahme mittels Querschnitte erfaßt. Es ist dieses das teuerste und zeitraubendste Verfahren, das aber auch eine weitgehende Auswertung gestattet, und auf das nicht verzichtet werden darf, wenn es sich um Flußstrecken handelt, deren Veränderungen aus irgend einem Grunde besonders im Auge zu behalten sind. Es sei hier gleich bemerkt, daß einzelne sogenannte „Charakteristische Querprofile" nicht viel nützen, da aus einem einzelnen Querprofil, wie schon bei der Behandlung der Pegelprofile erwähnt, nie ein sicherer Schluß zu ziehen ist. Erst eine zusammenhängende Kette von Querprofilen in genügend engem Abstande kann das vielgestaltige Bild der Flußsohle vermitteln. In welchem Abstande die Querprofile zu legen sind, hängt von der Größe des Flusses und der Vielgestaltigkeit seiner Sohle ab. Der Abstand ist genügend, wenn die Form des zwischen zwei Querprofilen liegenden Teiles der Flußsohle in eindeutiger Weise aus diesen abgeleitet werden kann. Eine sehr brauchbare Nachprüfung dieser Forderung gibt der Versuch, aus den Querprofilen einen Tiefenkurvenplan zu zeichnen. Es werden aus den Querprofilen die Punkte gleicher Tiefe für einen beliebigen Wasserstand bestimmt, in den Lageplan eingezeichnet und miteinander verbunden. Es muß sich dann ganz von selbst ein klares Bild des Wechsels von Kolk und Schwelle im Flußbett ergeben, wie es Flußstrecken mit regelmäßiger Geschiebebewegung eigen ist. Besondere Unregelmäßigkeiten bedürfen auch besonderer Aufnahmen; sie sind, auch wenn es sich nicht um künstliche Einbauten, wie Wehre oder Stützschwellen handelt, kaum zu übersehen, da sie sich im Wasserspiegel kennzeichnen oder an den Ufern erkennbar sind. So spiegeln sich konzentrierte Gefälle, durch Felsbarren im Flußgrunde verursacht, durch Stromschnellen, oder unregelmäßige Kiesbänke in Flußmitte (Mitterhaufen) in der Teilung des Stromstriches wieder. Es ist dabei durchaus nicht immer eine starke Verdichtung des Aufnahmenetzes notwendig, sondern es kann eine schriftliche Bemerkung in den Querprofilen, z. B. über Beginn und Ende einer besonderen Kiesablagerung und ähnliches, auf die Flußkilometrierung bezogen, vollkommen ausreichen. Die Auswertung der Querprofile geschieht in erster Linie durch Bestimmung der mittleren Sohlen und deren Einzeichnung in den Flußlängenschnitt. Der Begriff der „mittleren Sohle" kann verschieden aufgefaßt werden. Streng genommen stellt sie eine gerade Linie dar, die die natürliche Sohle so schneidet, daß die dadurch entstehenden Flächen über und unter der mittleren Sohle gleich groß sind (Abb. 7). Die Bestimmung findet bekanntlich in der Weise statt, daß mittels Planimeters die Fläche F, die von der Sohle, von den beiden durch den Schnittpunkt der Sohle mit den Böschungen gehenden senkrechten Begrenzungslinien und von einer beliebigen wagerechten Begrenzungslinie eingeschlossen wird, ermittelt wird, worauf man sie durch den Abstand S der senkrechten Begrenzungslinien, der Sohlenbreite, dividiert. Nun ist es oft schon schwer zu sagen, wo der Punkt des Überganges der Sohle in die Böschung ist, und selbst wenn dieser durch Uferbefestigung gesichert und eindeutig erkennbar wäre, so kann er doch jedes Jahr infolge von Anbrüchen und durch seitliche Geschiebeablagerungen (Kiesbänke) anders sein; damit wird auch die Breite der mittleren Sohle eine andere, was die Vergleichbarkeit der Höhenlage beeinträchtigt. Den gleichen Nachteil bietet ein anderes, auch häufig angewendetes Verfahren zur Bestimmung der mittleren Sohle, bei dem nur die Unbestimmtheit der Begrenzungslinien wegfällt. Es ist die Bestimmung der mittleren Sohle aus dem Wasserquerschnitt, indem dieser planimetriert und durch die Wasserspiegelbreite b dividiert wird. Es liegt schon in der Wahl des Wasserspiegels eine gewisse Willkürlichkeit; und wenn auch der Schnittpunkt des Wasserspiegels mit dem Ufer eindeutig ist, so kann dieser doch so liegen, daß man ihn für die Bestimmung der mittleren Sohle nicht verwenden darf, ohne eine Sinnwidrigkeit zu begehen, wie z. B. bei Abb. 8. Hier ist die Breite der beweglichen Flußsohle nicht durch den Wasserspiegel, sondern durch die Felsbarre bestimmt. Zum Vergleich ist auch die Höhenlage der mittleren Sohle eingezeichnet, die sich aus dem wirklich beweglichen Teil s der Sohle bestimmt und die viel tiefer liegt.

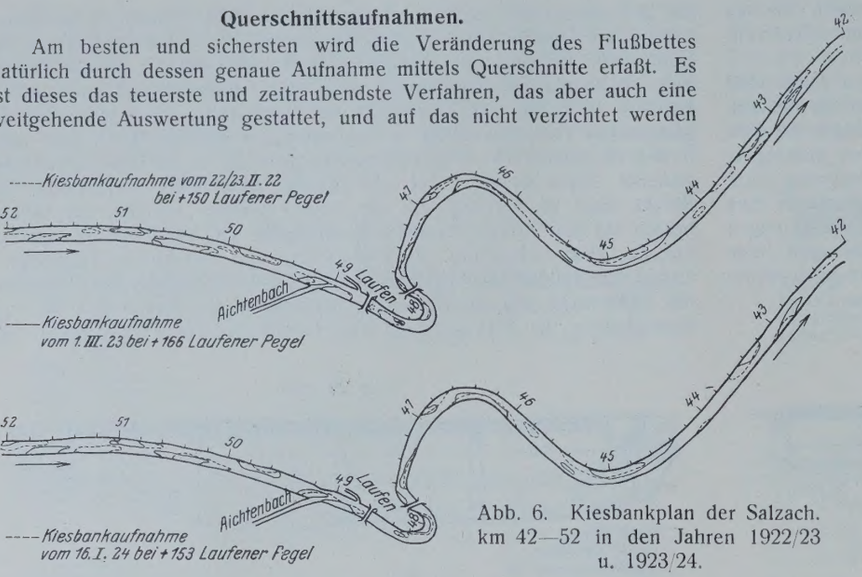


Abb. 6. Kiesbankplan der Salzach. km 42—52 in den Jahren 1922/23 u. 1923/24.

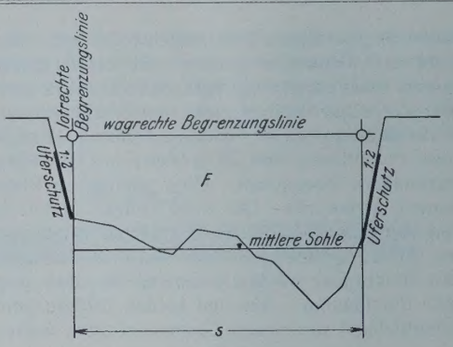


Abb. 7.

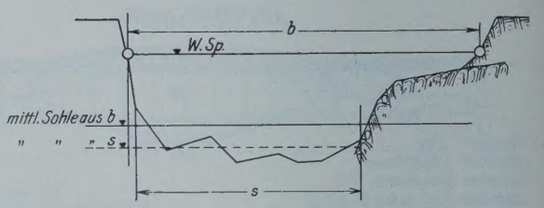


Abb. 8.

Es haben sich daher mit Rücksicht auf eine möglichst einfache und vollkommene Auswertung andere Richtlinien als zweckmäßig erwiesen, die bei den Flußbestandaufnahmen des bayerischen Staates zur Anwendung gelangen. So werden die senkrechten seitlichen Begrenzungslinien am besten von vorn herein willkürlich gewählt und so gelegt, daß sie einerseits alle Veränderungen einschließen, die noch zur Sohlenänderung selbst zu zählen sind, und anderseits kleine Unregelmäßigkeiten der Breite abgleichen und Sinnwidrigkeiten ausschalten (Abb. 9). Vollkommen belanglos ist die Lage der für die planimetrische Bestimmung nötigen wagerechten Begrenzungslinie, die entweder oberhalb oder unterhalb der Sohle gezeichnet werden kann. Man wird sie auf eine runde Höhenzahl legen, um sie gleichzeitig als Horizont für die Auftragung der Profile zu benutzen, wobei die Höhe so zu wählen ist, daß die zu planimetrierende Fläche und somit auch der Planimetrierungsfehler möglichst klein wird, aber auch alle zu erwartenden Änderungen innerhalb der Planimetrierungsfläche bleiben. Die so bestimmte mittlere Sohle enthält noch einen Teil der Böschungen und liegt daher etwas höher als die oben beschriebene mittlere Linie der Sohle selbst. Allein es kommt ja hier nicht auf die absolute Höhenlage an, wie dieses z. B. beim Hochwasserspiegel der Fall wäre, sondern auf einen Vergleich der Sohlenlage verschiedener Zeiträume. Und dieser Vergleich wird eben durch die Wahl bestimmter, längere Zeit hindurch gleichbleibender Begrenzungslinien auf eine gleiche Grundlage gestellt. Man wird deshalb bei außergewöhnlichen Uferanbrüchen, die über die Begrenzungslinien hinausgehen, von einer Verlegung dieser absehen, wenn nicht überhaupt eine Uferlinienverlegung beabsichtigt ist, und sich nur die durch den außerordentlichen Uferanbruch verursachte, außerhalb der senkrechten Begrenzungslinien liegende Querschnittsvergrößerung gesondert berechnen und vormerken. In den Querschnittsblättern lassen sich durch Anwendung verschiedener Farben bequem fünf bis sechs sich folgende Aufnahmen ineinanderzeichnen; die zu-

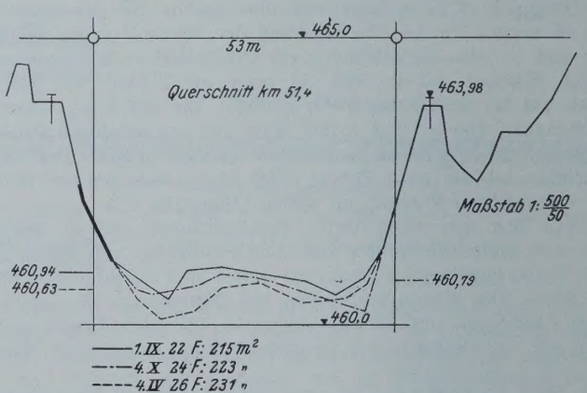


Abb. 9. Planmuster zur Bestimmung der mittleren Sohle. Querschnitt km 51,4.

gehörigen mittleren Sohlenhöhen werden seitwärts durch kurze Striche angegeben, denen für den unten beschriebenen Zweck der Massenberechnung auch die planimetrierten Flächen beigeschrieben werden.

Nun können die mittleren Sohlen der verschiedenen Jahre zu einem Flußlängenschnitte zusammengestellt werden; aus diesem kann die Hebung oder Senkung der Sohle ohne weiteres in cm entnommen werden, ohne daß man, wie bei der Wasserspiegelfestlegung, die Einwirkung verschiedener Nebenumstände berücksichtigen muß. Wegen des durchaus verschiedenen Aufbaues des Höhenplanes der mittleren Sohle und des Wasserspiegelhöhenplanes ist es wertlos, beide ineinanderzuzeichnen, es würde im Gegenteil nur verwirren. Es wird nämlich vielfach vorkommen, daß die mittlere Sohle höher liegt als der Niederwasserspiegel, einmal deshalb, weil bei der Bestimmung der mittleren Sohle ein Teil der Böschung hereinbezogen wurde, und dann vor allem, wenn bei Dreieckprofilen während der Niederwasserfestlegung ein Teil des Profils trocken war. Es ist eben der Vorteil der mittleren Sohlenbestimmung, daß sie die ganze Sohle erfaßt, während bei der Wasserspiegelfestlegung dies nicht immer der Fall ist. Bei den bayerischen Flußbestandaufnahmen ist vorgeschrieben, die Höhenpläne der mittleren Sohle auf Pausleinwand zu zeichnen, so daß, wenn nötig, ein Vergleich mit irgend einem Wasserspiegel durch Auflegen auf den Wasserspiegelhöhenplan jederzeit möglich ist.

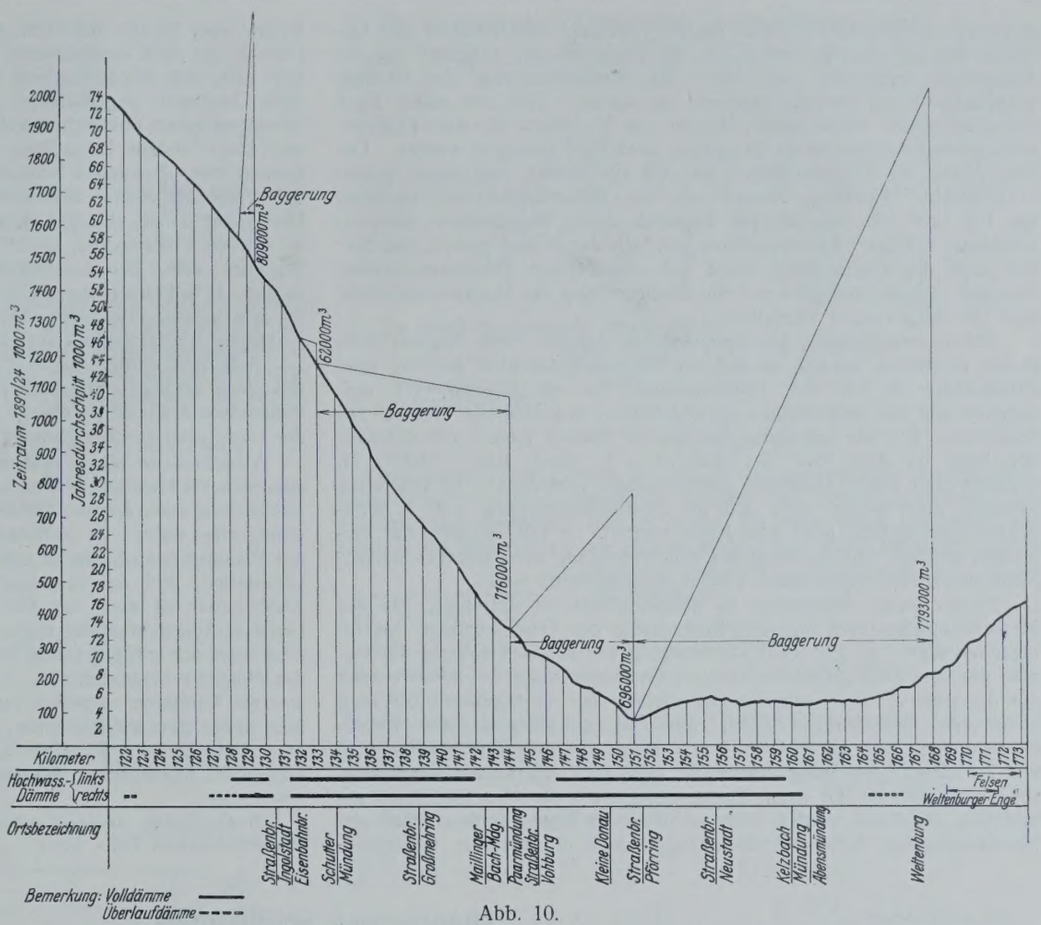


Abb. 10.

Der Massenlinienplan.

Wenn nun auch gegenüber allen anderen Arten zur Bestimmung der Flußbettveränderung die Berechnung der mittleren Sohle die beste ist und vor allem die Höhenlage am sichersten kennzeichnet, so genügt doch die Kenntnis des linearen Maßes ihrer Aufhöhung oder Eintiefung allein nicht immer. Soll eine zahlenmäßige Beurteilung der Flußbettveränderungen in Beziehung zu willkürlichen Eingriffen in das Flußregime, wie bei Korrektionen oder bei Wasserentzug für Zwecke der Kraftausnutzung, möglich sein, so ist die Kenntnis der absoluten Massenbewegung wichtig, die zur Erscheinung der Sohlenerhöhung oder Eintiefung geführt hat; denn bei der Betrachtung der Sohlenhöhe allein ist noch nicht der Einfluß der Flußbreite ausgeschaltet, es erscheint die Größe der beweglichen Massen hier noch nicht im richtigen und gleichen Maßstabe, ebenso wie auch die Deutlichkeit durch den Wechsel der Gefälle beeinträchtigt wird. Die Massenbewegung erhält man zahlenmäßig erst durch Verwendung der Querschnitte bei der bekannten „mittleren Profilberechnung". Die für diese mittlere Querschnittberechnung erforderlichen Zahlenwerte sind aus der Berechnung der mittleren Sohle der einzelnen Querschnitte zu entnehmen, bei denen, wie oben bemerkt, die Planimetrierungswerte der Flächen notiert wurden. Zum Vergleich von zwei Querschnittaufnahmen verschiedener Zeitpunkte braucht dann nur der Unterschied der zugehörigen Planimetrierungsflächen gerechnet zu werden, um die Zu- oder Abnahme des Querschnitts, d. h. die Eintiefung oder Aufhöhung der Sohle in m² zu erhalten. Aus dieser Quadratmeterzahl wird hierauf in üblicher Weise mittels der mittleren Profilberechnung in geeigneter Tabellenform die Massenbewegung gerechnet, die der Fluß, abgesehen von der durchgehenden Geschiebefracht und von gebaggerten Massen, in positivem oder negativem Sinne geleistet hat. Durch diese Zahlen wird der Grad des Aufhöhungs- oder Eintiefungsbestrebens des Flusses viel richtiger und fehlerfreier gekennzeichnet, als dies die Betrachtung der Höhenveränderungen der mittleren Sohle allein tut. Man braucht die Zahlenwerte nur zeichnerisch aufzutragen, um dies ohne weiteres zu erkennen.

Die bildliche Darstellung der Massenbewegung geschieht am besten nach der beim Erdbau stets angewendeten Form der Massenhöhenlinie. Diese gibt bekanntlich für jede Strecke des Längenschnittes die Summe der in dieser Strecke anfallenden Massen an. Dieses Verfahren ist ebenso beim Fluß anwendbar, man braucht nur die durch die mittlere Querschnittberechnung gefundenen Massenzahlen von einem beliebigen Punkte an fortlaufend zur Massensummenzahl zu addieren. Die so erhaltene Linie gibt ein Bild der Massenbewegung in der Zeit zwischen den zur Berechnung verwendeten Querschnittaufnahmen. Der Begriff der Zeit in Verbindung mit dem Massenlinienplan ist scheinbar neu, doch ist er bei dem im Erdbau verwendeten Massenhöhenplan insofern auch enthalten, als dieser den Zustand vor und nach Ausführung des Bauentwurfes vergleicht.[2])

In Abb. 10 ist der Massenlinienplan für die Donau von km 121 bis 173 für die Zeit von 1897 bis 1921 aufgetragen. Aus diesem Beispiel ist zu erkennen, in welch bemerkenswertem Maße durch den Massenlinienplan die bisher aus den Höhenplänen der mittleren Sohle herausgelesenen Flußeigenschaften an Deutlichkeit und Differenzierung gewinnen. Es ist hier eine Vergrößerung des Maßstabes erreicht, die man bei der Darstellung der mittleren Sohlen zwar auch wiederholt versucht hat; man hat die Veränderungen allein gegenüber einem als Abszisse genommenen Anfangszustande aufgetragen, aber man hat mit der Vergrößerung des Maßstabes auch den Einfluß der wechselnden Flußbreite oder sonstige Zufälligkeiten in gleicher Weise mit vergrößert.

Aus dem Fallen der Linie zwischen km 121 bis 151 erkennt man ohne weiteres, daß man es mit einer gleichmäßigen Eintiefungsstrecke zu tun hat, während von hier an bis km 165 die fast wagerechte Massenlinie einen Beharrungszustand anzeigt. In der Weltenburger Enge ist dagegen eine geringe Aufhöhung zu erkennen, die wahrscheinlich dadurch verursacht ist, daß die Enge durch widerstandsfähigere Felsbarren in einzelne Becken abgeteilt ist, die für sich langsam aufkiesen.

In dem Plane sind auch die in der betrachteten Zeitspanne aus dem Flusse gebaggerten Massen (in der Hauptsache für Hochwasserdämme verwendet) kenntlich gemacht, ein weiterer Vorteil des Massenlinienplanes gegenüber dem Plane der mittleren Sohlenhöhen, da in diesem das in m³ gegebene Maß der Baggerung mit dem in cm gegebenen Maße der Sohlenänderung schlecht vergleichbar ist.

Würde bei Berücksichtigung der Baggermengen der Abrieb vernachlässigt, so würde sich die Massensummenlinie von der Baggerstelle an um die Menge des Baggergutes nach oben verschieben, da der Fluß ohne Erhöhung der vorhandenen Leistungsfähigkeit das Baggergut hätte liegen lassen müssen. Da aber heute schon feststeht, daß der Abrieb bei der Geschiebefrage eine vorherrschende Rolle spielt, würde seine Vernach-

[2]) Diese Art der Verwendung des Massenlinienplanes ist zum ersten Male in dem Aufsatz „Neue Gedanken zur Geschiebebewegung" von G. Link in der Deutschen Wasserwirtschaft 1925, Nr. 11, veröffentlicht.

lässigung zu großen Irrtümern führen. Mangels der Kenntnis des Gesetzes für den Abrieb sind daher die Baggermassen lediglich auf die Massenlinie aufgesetzt, um durch die Sichtbarmachung der Größenverhältnisse ihren Einfluß würdigen zu können. Auf den ersten Blick ist zu erkennen, welch große Mengen im Verhältnis zu den Flußbettveränderungen selbst durch Baggerung dem Fluß entzogen wurden. Der Bruchpunkt der Eintiefungslinie bei km 129 findet jetzt seine selbstverständliche Erklärung, ebenso wie der Beharrungszustand zwischen km 151 und 168 sich als ein künstlich durch Baggerungen aufrechterhaltener erweist. Aus dem Bilde läßt sich der Schluß ziehen, daß hier der Fluß die Einspannung durch die ausgeführten Hochwasserdämme sehr gut verträgt, nachdem mit der Fertigstellung der Hochwasserdämme auch die Baggerungen wegfallen.

Sollen verschiedene Massenlinienpläne kürzerer und längerer Zeiträume verglichen werden, so darf der Höhenmaßstab nicht beliebig sein. Zweckmäßig ist es, vom Höhenmaßstabe für ein Jahresintervall auszugehen und bei mehrjährigen Zeitabschnitten den Maßstab hiernach zu berechnen. Für die Auftragung werden die Massen einfach mit der Zahl der Jahre, in dem Falle der Abb. 10 z. B. durch $1921 - 1897 = 24$, dividiert und beide Maßstäbe nebeneinander gezeichnet. Es soll damit natürlich nicht gesagt sein, daß die Geschiebebewegung sich in Wirklichkeit gleichmäßig über alle Jahre verteilt, es soll dadurch nur vermieden werden, daß der Blick bei der Betrachtung verschiedener Massenpläne durch die verschiedene Verzerrung irregeleitet wird.

Neben seiner Bedeutung in flußbautechnischer Beziehung hat der Massenlinienplan auch für die Erforschung der Geschiebefrage hervorragenden Wert. Er gibt zwar ebensowenig wie der schematische Talwegplan die vom Fluß geförderte absolute Geschiebemenge an, sondern auch nur das positive oder negative Endergebnis der eine gewisse Zeit lang währenden Geschiebebewegung; aber er geht nicht von Einzelerscheinungen aus, die zu leicht von Zufälligkeiten beeinflußt sein können und bei deren Umsetzung ins Große sich auch die Fehler vergrößern, sondern es können für jeden Punkt des Flusses die Massensummen unmittelbar abgelesen werden. Es ist übrigens sogar denkbar, daß der Massenlinienplan für bestimmte Flußstrecken die gesamte Geschiebefracht, vom Abrieb natürlich abgesehen, angibt; es gibt an manchen Flüssen mit stark wechselndem Charakter Strecken, von denen man sicher sein darf, daß aus ihnen kein Geschiebe kommt oder in denen sicher alles Geschiebe liegenbleibt. Ganz klar ist das der Fall bei den Aufhöhungsstrecken oberhalb unaufgefüllter Wehre, wo der Massenlinienplan wie keine andere Darstellung das Fortschreiten der Ablagerungen erkennen läßt. Besonders lehrreich wird hier das Ineinanderzeichnen und der Vergleich zweier Massenlinienpläne verschiedener Zeiträume sein. Hier näher darauf einzugehen, würde zu weit führen; jedenfalls erhält man an solchen Flußstrecken, wenn man den Massenlinienplan entsprechend begrenzt, unter Berücksichtigung des Abriebes die absolute Geschiebemenge. In recht interessante Untersuchungen ist der Massen- linienplan auch in dem bereits erwähnten Aufsatze von G. Link[3]) einbezogen, deren praktische Verwertbarkeit sich wohl noch wird erweisen müssen.

Jedenfalls dürfte aus dem Gesagten hervorgehen, daß der Massenlinienplan ein recht nützliches Hilfsmittel ist, das fast ohne besonderen Mehraufwand an Arbeit überall dort gewonnen werden kann, wo auch die Unterlagen zur Bestimmung der mittleren Sohle vorhanden sind.

Verschiedene Wege sind es, auf denen die Darstellung eines bestimmten Flußzustandes versucht wird und die ein rechnerisch genaues Nachspüren nach der nie gleichmäßigen Auswirkung der Wassergewalten ermöglichen sollen. Je vollständiger und genauer und zeitlich umfassender das Planmaterial ist, um so leichter sind natürlich die Schlußfolgerungen anzustellen, und um so besser stimmen auch die Ergebnisse überein. Aber leider ist man nur für ganz bestimmte, von langer Hand vorbereitete Aufgaben in der Lage, über solches Material zu verfügen. Meist muß man sich mit Stückwerk behelfen und versuchen, aus dem Wenigen das Mögliche herauszuholen. Dies gelingt nur, wenn man neben dem, was ein Verfahren zu geben vermag, auch dessen Mängel kennt, wenn man neben den Möglichkeiten auch die Grenzen beachtet. Dann kann in den Händen des Kundigen auch die einfachste Beobachtung zu einem wertvollen Beweismittel werden.

[3]) G. Link, Neue Gedanken zur Geschiebebewegung, Deutsche Wasserwirtschaft 1925, Nr. 11.

Alle Rechte vorbehalten.

Theorie des Schiffstoßes.

Von Dr.-Ing. **Joachim Schultze,** Bornim bei Potsdam.

Eine für den Tiefbau-Ingenieur wichtige und dabei noch ungeklärte Frage ist die der möglichen und wahrscheinlichen Größe des Schiffstoßes gegen Kaimauern, Brückenkanalwandungen, Pfahlböcke u. dergl.

Man weiß einerseits, daß bei besonders ungünstigem Auftreffen schwerer Schiffskörper die getroffene Mauer zerstört werden kann, daß also gewaltige Kräfte auftreten können; anderseits pflegt der Schiffstoß bei der Berechnung von Ufermauern überhaupt nicht berücksichtigt zu werden, da ja bei langsamer Bewegung und flachem Auftreffen des Schiffes nur geringfügige Kräfte auftreten.

Zwischen diesen Grenzfällen findet eine Abstufung statt, bei der die entwickelte Stoßkraft von der Art des Schiffes sowie des getroffenen Körpers, ferner von der Art der Bewegung und des Auftreffens abhängt.

Da es für den entwerfenden Ingenieur von Bedeutung ist, über die Möglichkeiten dieser Abstufung und über die beim Auftreffen eines Schiffes auf ein Hemmnis sich abspielenden Vorgänge ein genaues Bild zu gewinnen, sei nachstehend die allgemeine Theorie des Schiffstoßes abgeleitet, die eine Berechnung der auftretenden Kräfte auch für beliebige zwischen den Grenzfällen liegende Sonderfälle gestattet.

Der allgemeine Fall, aus dem sich die einzelnen Sonderfälle mühelos ableiten lassen, ist der des schrägen Auftreffens: das Schiff habe die Geschwindigkeit v_0 in Richtung seiner Längsachse, die Länge l und die gleichmäßig über diese Länge verteilte Masse m, der Auftreffwinkel sei φ, eine für die Rechnung ins Gewicht fallende Reibung zwischen Schiff und Hemmnis sei nicht vorhanden, so daß die Stoßkraft P winkelrecht zur Hemmnisflucht wirkt (Abb. 1).

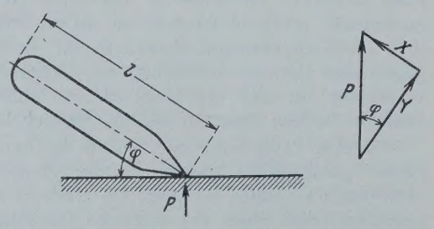


Abb. 1. Schräg gegen Ufermauer treffendes Schiff.

Wir zerlegen P in die Seitenkräfte X und Y in der Schiffslängsrichtung und quer dazu.

Kraft X verursacht eine Stauchung des Schiffes in seiner Längsrichtung und eine Minderung der Geschwindigkeit von v_0 auf den Betrag v, und zwar sei diese Geschwindigkeit v in dem Augenblick erreicht, in dem die Stauchung, also auch die Kraft X bezw. P ihren Höchstwert besitzt.

Kraft Y verursacht eine Beschleunigung des Schiffschwerpunktes (also eine Parallelverschiebung des Schiffes) quer zu v_0 und zugleich eine Drehung um den Schwerpunkt; gleichzeitig verursacht Y eine Durchbiegung der Längsachse. Infolge der Beziehung zwischen Y und P erreicht Y und die von Y verursachte Durchbiegung ihren Höchstwert zum gleichen Zeitpunkte wie X und die von X verursachte Stauchung.

Das Hemmnis sei zunächst als starr und völlig unnachgiebig angenommen.

Um bei der Errechnung der durch Kraft X hervorgerufenen Stauchung keine unnötig umfangreiche Gleichung zu erhalten, denken wir uns für die Berechnung der Stauchung die Masse des Schiffes in seinem Schwerpunkte vereinigt, der in Schiffsmitte liegen möge; es läßt sich dann folgende Arbeitsgleichung aufstellen:

$$\frac{m}{2}(v_0^2 - v^2) = \frac{X^2}{2} \cdot \frac{l}{2EF}, \tag{1}$$

wenn F der statische gemittelte Querschnitt des Schiffes und E dessen Elastizitätsziffer ist.

Durch Einsetzen von $X = P \sin\varphi$ erhalten wir

$$m(v_0^2 - v^2) = \frac{P^2 l \sin^2\varphi}{2EF}. \tag{2}$$

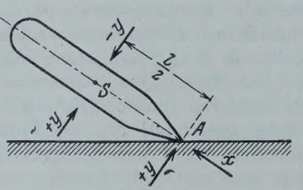


Abb. 2. Kraftwirkung des Schiffes.

Um die von Y verursachte Bewegung zu errechnen, bringen wir im Schwerpunkte S (Abb. 2) noch einmal zwei Kräfte Y an, die verschiedenes Vorzeichen haben, also einander aufheben; die Kraft $-Y$ fassen wir mit der im Auftreffpunkte A wirkenden Kraft $+Y$ zum Moment

$$M_0 = Y\frac{l}{2} \tag{3}$$

zusammen, so daß wir als äußere, quer zu X wirkende Kräfte die im Schwerpunkte angreifende, also eine Parallelverschiebung verursachende Kraft $+Y$ und das Angriffsmoment M_0 haben, durch das eine Drehung um den Schwerpunkt bewirkt wird.

Die quer zur Schiffsachse auftretende Parallelbeschleunigung f' und die Drehwinkelbeschleunigung ε stehen in Abhängigkeit voneinander, da die Antriebskraft $+Y$ mit dem Angriffsmoment M_0 durch Gl. 3 miteinander verbunden ist; es ist

(4) $$f' = \frac{Y}{m}$$

und

(5) $$\varepsilon = \frac{M_0}{2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{m}{l} x^2\,dx} = \frac{Yl}{4m\frac{l^2}{24}} = \frac{6Y}{ml}.$$

Bezeichnen wir mit f'' die durch M_0, also durch Drehung um S entstehende Beschleunigung der Schiffspitze, so ist $\varepsilon = \frac{2f''}{l}$, also

(6) $$f'' = \frac{3Y}{m} = 3f'.$$

Wie aber die Beschleunigungen, so verhalten sich auch die jeweils erreichten Geschwindigkeiten; hat also in beliebiger Zeitspanne t das Schiff die für die ganze Schiffslänge gleiche Quergeschwindigkeit v' erlangt, dann ist die im gleichen Zeitraum erhaltene Drehgeschwindigkeit derart, daß die ihr entsprechende Quergeschwindigkeit der Spitze $v'' = 3v'$ ist.

Die Arbeitsgleichung für die Wirkung der Kraft Y lautet dann:

(7) $$\frac{mv'^2}{2} + \frac{m}{l}\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{2v''x}{l}\right)^2 dx = \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \frac{M_{(x)}^2\,dx}{2EJ},$$

wenn J das gemittelte Trägheitsmoment des Schiffsquerschnittes ist.

Die Ausführung der Integration ergibt

$$\frac{mv''^2}{18} + \frac{4}{3}\frac{mv''^2}{l^3}\left(\frac{l}{2}\right)^3 = \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \frac{M_{(x)}^2\,dx}{2EJ}$$

oder

(8) $$mv''^2\left(\frac{1}{18} + \frac{1}{6}\right) = \frac{2}{9}mv''^2 = \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \frac{M_{(x)}^2\,dx}{2EJ}.$$

Das Moment $M_{(x)}$ eines beliebigen Querschnittes ergibt sich aus folgender Überlegung: die Beschleunigung des betrachteten Querschnittes setzt sich zusammen aus der für die ganze Schiffslänge gleichen Querbeschleunigung f' und der Drehbeschleunigung $\pm\frac{2f''}{l}x$ (Abb. 3).

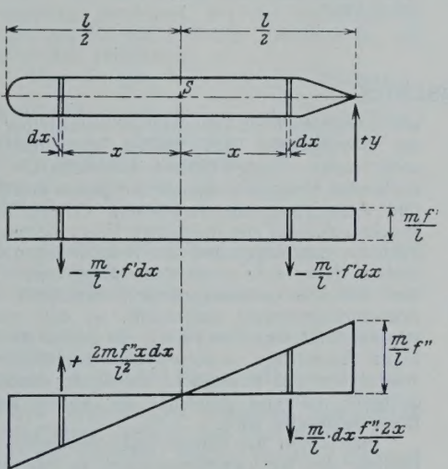


Abb. 3. Beschleunigungs-Widerstände des Schiffes bei seiner Drehung.

Nach bekanntem Gesetz stellen wir Gleichgewicht her, wenn wir in jedem Schiffsabschnitt von der unendlich kleinen Länge dx die der Beschleunigung entsprechende Kraft

$$-\frac{m}{l}f'\,dx \mp \frac{2mf''x\,dx}{l^2}$$

anbringen; getrennt nach Bugstrecke und Heckstrecke erhalten wir dann das Angriffsmoment $M_{(x)}$ in der Form:

Bugstrecke:

(9) $$M_{(x)} = Y\left(\frac{l}{2} - x\right) - \frac{m}{2l}f'\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 - \frac{mf''x}{3l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 - \frac{mf''l}{3l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2$$

Heckstrecke:

(10) $$M_{(x)} = -\frac{mf'}{2l}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 + \frac{mf''x}{3l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 + \frac{mf''l}{3l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2.$$

Durch Einsetzen von $mf' = Y$ und $mf'' = 3Y$ erhalten wir für das Moment und für die innere Arbeit der Bugstrecke folgende Gleichungen:

(11) $$M_{(x)} = Y\left(\frac{l}{2} - x\right) - \frac{Y}{2l}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 - \frac{Y}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2(x + l) = Y\left(\frac{l}{8} + \frac{x}{4} - \frac{x^2}{2l} - \frac{x^3}{l^2}\right)$$

(12) $$L_{(B)} = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M_{(x)}^2\,dx}{2EJ} = \frac{Y^2}{2EJ}\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l^2}{64} + \frac{lx}{32} - \frac{x^2}{16} - \frac{x^3}{8l} + \frac{lx}{32} + \frac{x^2}{16} + \frac{x^3}{8l} - \frac{x^4}{4l^2} - \frac{x^2}{16} + \frac{x^3}{8l} + \frac{x^4}{4l^2} - \frac{x^5}{2l^3} + \frac{x^3}{8l} - \frac{x^4}{4l^2} - \frac{x^5}{2l^3} + \frac{x^6}{l^4}\right)\cdot dx = \frac{0{,}94}{256}\cdot\frac{Y^2l^3}{EJ}.$$

Die entsprechenden Gleichungen der Heckstrecke lauten:

(13) $$M_{(x)} = -\frac{Y}{2l}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 + \frac{Y}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2(x + l) = Y\left(\frac{l}{8} - \frac{x}{4} - \frac{x^2}{2l} + \frac{x^3}{l^2}\right)$$

(14) $$L_{(x)} = \frac{Y^2}{2EJ}\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l^2}{64} - \frac{xl}{32} - \frac{x^2}{16} + \frac{x^3}{8l} - \frac{xl}{32} + \frac{x^2}{16} + \frac{x^3}{8l} - \frac{x^4}{4l^2} - \frac{x^2}{16} + \frac{x^3}{8l} + \frac{x^4}{4l^2} - \frac{x^5}{2l^3} + \frac{x^3}{8l} - \frac{x^4}{4l^2} - \frac{x^5}{2l^3} + \frac{x^6}{l^4}\right)dx = \frac{0{,}28}{256}\cdot\frac{Y^2l^3}{EJ}.$$

Da somit die gesamte innere Arbeit

$$L = \frac{0{,}94 + 0{,}28}{256}\cdot\frac{Y^2l^3}{EJ} = \frac{1{,}22}{256}\cdot\frac{Y^2l^3}{EJ}$$

ist, ist gemäß Gl. 8:

(15) $$mv''^2 = \frac{9}{2}\cdot\frac{1{,}22}{256}\cdot\frac{Y^2l^3}{EJ}.$$

Nun stehen die Größen v und v'' in gegenseitiger Abhängigkeit, denn sowie P seinen Größtwert erreicht hat, erfährt die Form des Schiffes keine Änderung, und es findet für eine kurze Zeitspanne ein Gleiten des Buges längs der Hemmnisflucht statt unter Beibehaltung der elastisch geänderten Schiffsgestalt (Abb. 4), es ist also dann

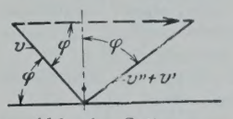


Abb. 4. Seitengeschwindigkeiten der Schiffspitze beim Gleiten an der Mauerflucht.

(16) $$v\sin\varphi = (v'' + v')\cos\varphi$$
$$v = \frac{4}{3}v''\cot\varphi$$

(17) $$mv^2 = \frac{16}{9}v''^2\cot^2\varphi$$

(18) $$mv^2 = \frac{0{,}61\,P^2l^3\cos^4\varphi}{16EJ\sin^2\varphi}.$$

Setzen wir diesen Wert in Gl. 2 ein, so wird

(19) $$mv_0^2 = \frac{P^2l\sin^2\varphi}{2EF} + \frac{0{,}61\,P^2l^3\cos^4\varphi}{16EJ\sin^2\varphi}$$

(20) $$P = 4v_0\sin\varphi\sqrt{\frac{mEFJ}{8lJ\sin^4\varphi + 0{,}61\,l^3F\cos^4\varphi}}.$$

Ist das Hemmnis nachgiebig, so ist in Gl. 2 bezw. Gl. 8 und 15 die Arbeit hinzuzufügen, die die Kraft X bezw. Y bei dem Nachgeben des Hemmnisses leistet.

Ist δ der Betrag, um den der getroffene Hemmnispunkt quer zur Vorderflucht nachgibt, besteht ferner die Beziehung $\delta = aP$ (wobei a ein bestimmter Nachgiebigkeitsfestwert ist), so ist der von der Kraft X zurückgelegte Weg

(21) $$\delta_1 = \delta\sin\varphi = aP\sin\varphi$$

und

(22) $$\delta_2 = \delta\cos\varphi = aP\cos\varphi$$

der Weg der Kraft Y; die Beträge der geleisteten Arbeit sind

(23) $$L_{(x)} = \frac{X}{2}aP\sin\varphi = \frac{aP^2\sin^2\varphi}{2}$$

(24) $$L_{(y)} = \frac{Y}{2}aP\cos\varphi = \frac{aP^2\cos^2\varphi}{2}.$$

Es wird also aus Gl. 2 bezw. Gl. 15

(25) $$m(v_0^2 - v^2) = \frac{P^2\sin^2\varphi\,l}{2EF} + aP^2\sin^2\varphi \text{ bezw.}$$

(26) $$mv''^2 = \frac{9}{2}\cdot\frac{1{,}22}{256}\cdot\frac{Y^2l^3}{EJ} + \frac{9}{4}aP^2\cos^2\varphi$$

und unter Berücksichtigung von Gl. 17

(27) $$mv^2 = \frac{0{,}61\,P^2l^3\cos^4\varphi}{16EJ\sin^2\varphi} + \frac{4aP^2\cos^4\varphi}{\sin^2\varphi}$$

(28) $$mv_0^2 = \frac{P^2}{16\sin^2\varphi}\left(\frac{8l\sin^4\varphi}{EF} + 16a\sin^4\varphi + \frac{0{,}61\,l^3\cos^4\varphi}{EJ} + 64a\cos^4\varphi\right)$$

(29) $$P = 4v_0\sin\varphi\sqrt{\frac{mEFJ}{8lJ\sin^4\varphi + 16aEFJ\sin^4\varphi + 0{,}61\,l^3F\cos^4\varphi + 64aEFJ\cos^4\varphi}}$$

Hat man P errechnet, so setzt man seinen Betrag in Gl. 27 bezw. Gl. 26 ein, um v bezw. v'' zu erhalten.

Ist die Formänderung des Schiffes sowie des Hemmnisses eine federnde gewesen, so findet ihre Rückbildung derart statt, daß während dieser die Kräfte X und Y dieselbe Arbeit leisten, die sie beim Entstehen der Formänderung leisteten; ist also v_1 die Endgeschwindigkeit des Schiffes in Längsrichtung, v_1' diejenige in Querrichtung und v_1'' die der schließlichen Drehgeschwindigkeit entsprechende Quergeschwindigkeit des Buges, so ist

(30) $$m(v_0^2 \pm v_1^2) = 2m(v_0^2 - v^2) \quad \text{oder} \quad v_1 = \pm\sqrt{\pm(2v^2 - v_0^2)}$$

(31) $$v_1''^2 - v''^2 = v''^2 \quad \text{oder} \quad v_1'' = v''\sqrt{2}.$$

Beispiel: Es sei für ein Schiff von 100 m Länge und 1000 t Gewicht (Eigengewicht + Ladung) die nach obiger Theorie für verschiedene Auftreffwinkel errechnete Stoßkraft zusammengestellt, und zwar für die Werte $a = 0$, $a = 0{,}001$ und $a = 0{,}02$ m/t; die Anfangsgeschwindigkeit v_0 sei $= 0{,}2$ m/Sek., ferner sei $F = 0{,}3$ m², $J = 2$ m⁴; die Elastizitätsziffer E werde mit Rücksicht auf die hohe Nachgiebigkeit der Schiffsverbände mit nur $10 \cdot 10^7$ t/m² angesetzt, wodurch auch die Gleit-Formänderung genügend berücksichtigt wird.

Tafel 1: $a = 0$.

φ	90°	60°	30°	10°	
P	449	152	30,6	8,2	t
v	0,0	0,190	0,193	0,198	m/Sek.
v''	0,0	0,246	0,084	0,025	„
v'	0,0	0,082	0,028	0,008	„
v_1	−0,2	+0,180	+0,186	+0,196	„
v_1''	0,0	0,344	0,118	0,035	„

Tafel 2: $a = 0{,}001$.

φ	90°	60°	30°	10°	
P	63	56,8	17,3	4,66	t
v	0,0	0,125	0,199	0,199	m/Sek.
v''	0,0	0,162	0,086	0,026	„
v'	0,0	0,054	0,029	0,009	„
v_1	−0,2	−0,094	+0,198	+0,198	„
v_1''	0,0	0,227	0,120	0,036	„

Tafel 3: $a = 0{,}02$.

φ	90°	60°	30°	10°	
P	14,1	13,6	4,6	1,26	t
v	0,0	0,112	0,197	0,200	m/Sek.
v''	0,0	0,145	0,085	0,026	„
v'	0,0	0,048	0,028	0,009	„
v_1	−0,2	−0,122	+0,199	+0,200	„
v_1''	0,0	0,203	0,119	0,036	„

Aus obigem lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1. Bei genau winkelrechtem Auftreffen auf ein unnachgiebiges Hemmnis entwickelt das Schiff schon bei geringer Geschwindigkeit eine gewaltige Stoßkraft, die aber auf einen Bruchteil herabsinkt, sowie auch das Hemmnis nachgiebig ist; daher werden die für mittlere Geschwindigkeiten theoretisch errechneten außerordentlichen Stoßkräfte tatsächlich auch nicht entfernt erreicht, da die zunächst eintretenden örtlichen Zerstörungen des Buges sowie der Fender (Streichbalken usw.) noch erheblich günstiger wirken als die federnde Nachgiebigkeit des Hemmnisses.

2. Die bei mittleren Geschwindigkeiten und flachem Auftreffen sich ergebenden Stoßkräfte halten sich bei Hemmnissen von mittlerer Nachgiebigkeit unterhalb so niedriger Grenzwerte, daß ihre rechnerische Berücksichtigung bei Ingenieurtiefbauten keine Schwierigkeit bereiten kann, zumal die Stoßkraft bei Ufermauern und ähnlichen Bauformen auf mehrere Meter Wandlänge verteilt werden kann.

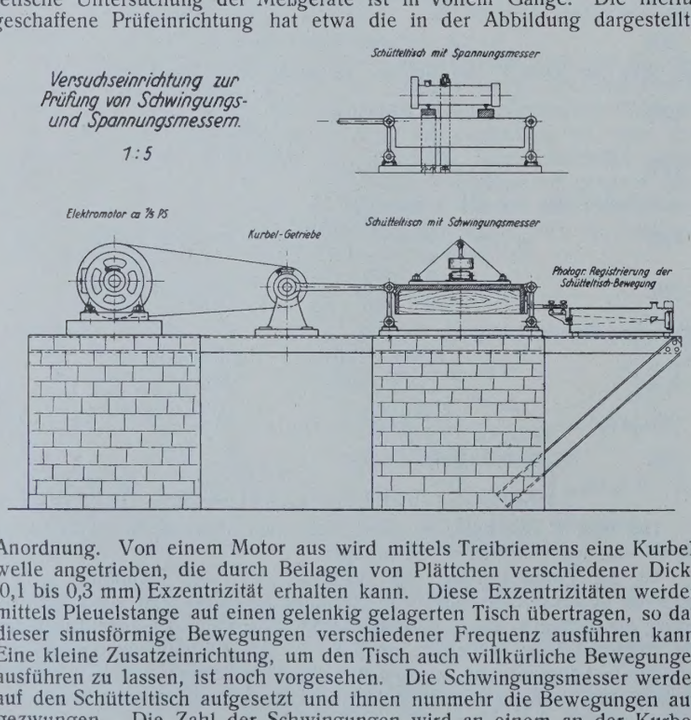
3. Die rechnerische Berücksichtigung der bei winkelrechtem Auftreffen entstehenden Stoßkräfte ist bei hoher Schiffsgeschwindigkeit selbst bei Ansatz der Fenderwirkung weder für den Schiffbauer noch für den Bauingenieur möglich, da beide dadurch Bauformen von allzu großer Schwerfälligkeit erhalten würden; für den Schiffbau wird diese Frage in einfachster Weise durch die Havarieversicherung gelöst; der die betroffenen Ingenieurbauten besitzende Bauherr wird den Schiffseigentümer für etwaige Beschädigungen haftbar zu machen haben, wird aber dabei Vorteil aus dem Nachweis ziehen, daß sein Bauwerk für die Fälle des Regelbetriebes, zu denen ein schräges Auftreffen bei mittlerer Geschwindigkeit gehört, standsicher war.

4. Bei der Herstellung von Bauformen, die als wichtige Bestandteile von Bauwerken anzusehen sind, die ihrerseits ihre besondere und ausgesprochene Bedeutung besitzen (Tore großer Schleusen, Wände von Brückenkanälen usw.), dürfte der Nachweis ratsam sein, daß auch das ungünstige Auftreffen eines Schiffes bei mittlerer Geschwindigkeit keine die Betriebsicherheit des Gesamtbauwerkes aufhebende Zerstörung hervorrufen kann.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 10. November ausgegebene Heft 21 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Neuere Arbeiten von Baurat J. Bischof, Potsdam. — Stadtbaurat Griesinger: Städtische Wohnungsneubauten in Glogau a. d. Oder. — Regierungspräsident Krüger: Arbeitsbeschaffungsprogramm und Wohnungsbau.

Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn. Die in der letzten Mitteilung[1]) über den Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate angekündigte theoretische Untersuchung der Meßgeräte ist in vollem Gange. Die hierfür geschaffene Prüfeinrichtung hat etwa die in der Abbildung dargestellte



Anordnung. Von einem Motor aus wird mittels Treibriemens eine Kurbelwelle angetrieben, die durch Beilagen von Plättchen verschiedener Dicke (0,1 bis 0,3 mm) Exzentrizität erhalten kann. Diese Exzentrizitäten werden mittels Pleuelstange auf einen gelenkig gelagerten Tisch übertragen, so daß dieser sinusförmige Bewegungen verschiedener Frequenz ausführen kann. Eine kleine Zusatzeinrichtung, um den Tisch auch willkürliche Bewegungen ausführen zu lassen, ist noch vorgesehen. Die Schwingungsmesser werden auf den Schütteltisch aufgesetzt und ihnen nunmehr die Bewegungen aufgezwungen. Die Zahl der Schwingungen wird an einem an der Kurbelwelle angebrachten Tourenzähler unmittelbar abgelesen. Außerdem werden die Bewegungen des Tisches auch durch einen photographisch aufzeichnenden Spiegelapparat kontrolliert. Die Aufzeichnungen des zu prüfenden Meßgeräts werden mit denen des Spiegelapparats nach Formtreue und Ausschlaggröße verglichen. Diese vergleichenden Prüfungen erstrecken sich auf alle möglichen Vergrößerungen, Federspannungen, Tourenzahlen, Ausschlaggrößen in verschiedenen Zusammenstellungen und erfordern daher eine große Reihenfolge von Messungen. In ähnlicher Weise wird mit den Spannungsmessern verfahren. Sie werden zunächst wie die Schwingungsmesser aufgestellt, so daß eine Längenänderung der Meßstrecke nicht eintreten kann. Sie dürfen dann bei den Schüttelbewegungen keine Ausschläge aufzeichnen. Nunmehr wird einmal der feste, das andere Mal der bewegliche Punkt der Meßstrecke auf dem Schütteltische gelagert, während jedesmal der andere Punkt auf einen unbeweglichen Bock aufgesetzt wird.

Inzwischen hat bereits Ende September auch die erwähnte praktische Prüfung der Wettbewerbsapparate an der Suldbachbrücke bei Mülenen in der Schweiz stattgefunden. Diese Brücke wurde deswegen gewählt, weil einerseits dort verschiedenartige elektrische Lokomotiven und die Einzellast der Schweizer Bundesbahnen verwendet werden konnten, anderseits, weil das dynamische Verhalten dieses Bauwerks durch die eingehenden Messungen der Schweizer Bundesbahnen in einem für die Begutachtung der Arbeitsweisen der Apparate wertvollen Umfange bekannt war.

Die theoretischen Prüfungen werden in einigen Wochen beendet sein, so daß alsbald ein Urteil über die Apparate gefällt werden kann. Es wird jedenfalls angestrebt, noch in diesem Jahre zu einem Ergebnisse zu kommen.

Bericht über die III. Tagung des Deutschen Straßenbauverbandes in Stuttgart am 22. bis 24. September 1926. Die Verhandlungen bewiesen durch ihre Reichhaltigkeit und Vielseitigkeit den ernsten Arbeitswillen des Verbandes und die glückliche Zusammenarbeit seiner Mitglieder. Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. Cassinone eröffnete die Reihe der Vorträge mit einer tiefschürfenden geschichtlichen Darstellung des Straßenbaues, in der vor allem der Einfluß der politischen und der Kulturzustände auf die Entwicklung des Straßenbaues in den einzelnen Zeitabschnitten zum Ausdrucke kam. Präsident Euting von der Württembergischen Wasser- und Straßenbaudirektion, der am Schlusse der Tagung zum 1. Vorsitzenden des Verbandes gewählt wurde, führte mit seinem Vortrage über die Organisation des Straßenwesens in die Gegenwart zurück. Er wies darauf hin, daß in allen Staaten die Wegeverwaltung in den Händen der örtlichen Gemeinwesen liege, und daß es daher an Einheitlichkeit fehle. Der Kraftwagen habe zum Bewußtsein gebracht, daß eine Zusammenarbeit notwendig sei. Den Bedürfnissen werde aber durchaus entsprochen, wenn im Deutschen Reiche die Verwaltung der Straßen in den Händen derjenigen Stellen bleibe, die sie bisher besessen haben, das sind die Einzelstaaten, in Preußen die Provinzen und die Kreise. Die Schaffung einer Zentralinstanz im Reiche würde eine raschere und

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 51, S. 581; 1925, Heft 23, S. 306 u. Heft 51, S. 719; 1926, Heft 30, S. 448.

bessere Erfüllung der zurzeit dringlichen Aufgaben nicht versprechen. Durch den Zusammenschluß der einzelnen Wegebaubehörden im Deutschen Straßenbauverbande sei die Zusammenarbeit gewährleistet, die zur Durchführung der dem Straßenbau jetzt gestellten Aufgaben in Verwaltung, Ausbau und Unterhaltung dringend notwendig ist. Der Vortragende wies dabei hin auf die vom Verbande geleistete Arbeit beim Bau und Betriebe der Versuchstraße in Braunschweig, die allgemein über ganz Deutschland erstreckte Verkehrszählung und den Entwurf eines Straßennetzes für Deutschland.

Ministerialrat Pflug vom Reichsverkehrsministerium sprach dann über den Stand der Verkehrsregelung unter besonderer Berücksichtigung der internationalen Verhandlungen. Seine Ausführungen lehrten, daß in diesen Fragen die ehemals feindlichen Staaten auf die Mitarbeit Deutschlands nicht glaubten verzichten zu können. Der Vortragende wies aber auch darauf hin, welche Schwierigkeiten bestehen, für 63 Staaten mit verschiedenen wirtschaftlichen und politischen Zuständen gleichmäßige Bestimmungen durchzusetzen. Z. B. ist es noch nicht gelungen, das Rechtsfahren für alle Länder einzuführen. Es ist nur erreicht, daß jedes Land nur eine Fahrrichtung einhält.

Ministerialrat Dr.-Ing. Speck berichtete über das Ergebnis der unter seiner Leitung ausgeführten Verkehrszählungen für 1924/25 und über deren Auswertungen. Der Umfang der hier geleisteten Arbeit wurde dem Fachmanne genügend klar durch die zahlreichen zeichnerischen Darstellungen, die zugleich aber auch den Wert der Arbeit erkennen ließen. Diese Zählungen werden eine gute Unterlage für das zukünftige Kraftfahrstraßennetz Deutschland abgeben, mit dem Ministerialrat Speck für den Deutschen Straßenbauverband beschäftigt ist.

Oberbaurat i. R. Quentell gab dann einen Überblick über die bisherigen Erfahrungen mit dem Bau neuzeitlicher Straßendecken. Wesentlich neue Gesichtspunkte konnte er allerdings nicht vorbringen, da bei der für Straßenbeläge kurzen Beobachtungszeit Ergebnisse noch nicht erwartet werden können. Das vielfach ungünstige Verhalten der Oberflächenteerungen gab Anlaß zu einer Aussprache.

Im Anschluß daran gab Oberbaurat Nagel einen kurzen Bericht über den Stand der Versuche auf der Versuchstraße in Braunschweig.

Am zweiten Tage hatte die Stadt Stuttgart eine Besichtigung ihrer Straßen und Anlagen veranstaltet. Der dritte Tag war einer Fahrt über die Staatsstraßen in der Umgebung gewidmet, bei der die staatliche Straßenbauverwaltung ihre bisherigen Erfolge und die Absichten für die Zukunft den Teilnehmern anschaulich vermittelte.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart.

Die Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. (Fortsetzung.)

Punkt B. Der Austausch der elektrischen Energie zwischen verschiedenen Ländern.

Frankreich. Genissieu: Echange d'énergie entre pays.
Deutschland. R. Haas: Austausch elektrischer Energie zwischen verschiedenen Ländern.
Schweiz. H. Niesz: L'Echange d'énergie électrique entre pays au point de vue économique et technique.
Schweiz. H. Trümpy: Austausch elektrischer Energie zwischen verschiedenen Ländern.
Dänemark. T. F. Krarup: Transmission d'énergie entre les pays scandinaves comme question internationale et sociale.
U. S. A. William Kelly: Exchange of Electrical Energy between countries.

Punkt C. Die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen hydraulisch und thermisch erzeugbarer elektrischer Energie.

U. S. A. Mitchell und Gallalee: The economic relation between electrical energy produced by steam and electrical energy produced hydraulically.
Deutschland. Krieger, Marx und Thoma (unter dem Vorsitze des Herrn von Miller): Die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen der elektrischen Energie, die hydraulisch erzeugt wird, und solcher, die man thermisch erzeugt.
Österreich. Hofbauer: Hydroelektrische Verbundwirtschaft unter Mitwirkung kalorischer Anlagen.
Belgien. Lassalle: Considérations Economiques sur l'Energie Hydroélectrique et les Liaisons entre Centrales Hydroélectriques et Centrales Thermiques.
Frankreich. Arbelot: Relations Economiques entre l'Energie produite Hydrauliquement et l'Energie Electrique produite Thermiquement.
Schweden. Enström: Wasserkraft und Dampfkraft in Schweden.
Schweden. Joh. Ruths: Die Verwendung des Ruthsspeichers beim Zusammenarbeiten von Wasserkraft und Dampfkraft.
Jugoslawien. Prikril: The Co-operation of Thermal and Hydro-Electric Stations, as exemplified in a partly executed project in Jugoslavia.
Schweiz. Büchi: Dieselmotoren.
Schweiz. Meyer: Dampfturbinen.
Schweiz. Neeser: Note sur la meilleure utilisation des puissances disponibles dans les usines hydrauliques, en particulier dans les usines a basses chutes.
Schweiz. Ehrensperger: Betrachtungen über die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen hydraulisch und thermisch erzeugter Energie, unter Verwertung der Berichte der Herren Büchi, Meyer und Neeser.

Punkt D. Anwendung der Elektrizität in der Landwirtschaft.

Punkt E. Die Elektrisierung der Eisenbahnen.

Deutschland. Wechmann und Mitarbeiter: Elektrischer Zugbetrieb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Bericht über den gegenwärtigen Stand und über Betriebserfahrungen.
Frankreich. Parodi: Electrification des Chemins de Fer Français.
England. E. O'Brien: The Economic Aspects of Railway Electrification with special consideration of those which cannot be expressed numerically.
Holland. I. Franco: L'Electrification de quelques lignes des chemins de fer néerlandais.
Japan. S. Mayehara: Electrical Railways in Japan.
Japan. I. Inouye: Railway Electrification in Japan.
Japan. T. Ohmura: Kongosan Electric Railway.
Österreich. A. Hruschka: Elektrifikation der österreichischen Bundesbahnen. I. Systemwahl, Wirtschaftliche Vorteile, Kraftwerke und Unterkraftwerke.
Österreich. Hugo Luithlen: Elektrifikation der österreichischen Bundesbahnen. II. Leitungsanlagen.
Österreich. Rudolf Lorenz: Elektrifikation der österreichischen Bundesbahnen. III. Lokomotiven.
Österreich. Kurzel-Runtscheiner: Dampflokomotive, Elektrische und Thermolokomotive. Ein weltwirtschaftlich-technisches Problem.
Schweden. Ivan Ofverholm: The railway electrification Stockholm—Göteborg.
Schweiz. Huber-Stockar: Elektrifizierung der schweizerischen Eisenbahnen.
U. S. A. William S. Murray: Railroad Electrification.

Über die zu jedem der oben angegebenen fünf Punkte eingegangenen Berichte ist ein Generalbericht erschienen. Die Generalberichte geben zum Teil eine kurze Inhaltsangabe der eingegangenen Berichte, häufig eine Stellungnahme des Generalberichterstatters und ziehen auch Schlußfolgerungen. Auch sind Hinweise darüber enthalten, hinsichtlich welcher besonderer Fragen eine Aussprache während der Tagung der Weltkraftkonferenz in Basel erwünscht ist.

In 13 Sitzungen der Weltkraftkonferenz entwickelte sich eine lebhafte Aussprache, an der die deutschen Vertreter sich stark beteiligten.

Zu Punkt A der Sondertagung, „Wasserkraftnutzung und Binnenschiffahrt", sind die meisten Berichte eingegangen. Es sind zwei Generalberichterstatter bestimmt worden. Der Direktor des Elektrizitätswerkes Basel, Dipl.-Ing. Payot, hat den Generalbericht über Wasserkraftnutzung erstattet und u. a. folgendes ausgeführt: Bei Niederdruckwerken ist die Sicherheit der Schwelle flußabwärts eines Stauwehres von größter Wichtigkeit. Als eine interessante Lösung hierfür ist die Zahnschwelle von Prof. Rehbock anzusehen. Die Frage des Auftriebes in Wehrpfeilern und in Schwergewichtmauern bedarf noch der Klärung. Bei der Anlage von Schützwehren ist die konstruktive Durchbildung der Pfeiler von größter Wichtigkeit, wobei eine möglichst gute Zugänglichkeit zu den Führungen, Rollenwagen und Dichtungen der Schütztafeln vorteilhaft ist. Bei dem Bau der Turbinen wird von dem Hydrauliker die stehende Bauart immer mehr vorgezogen, während der Elektriker die liegende Welle bevorzugt.

Bei Flüssen, die die Grenze zwischen zwei Staaten bilden, werden im allgemeinen die gewonnenen Wasserkräfte je Werk auf die beiden Uferstaaten verteilt. Bei dem Ausbau der Iller zwischen Ferthofen und Ulm ist im Gegensatz dazu durch einen Staatsvertrag zwischen Bayern und Württemberg der gemeinsame Flußlauf in zwei Abschnitte von annähernd gleicher Länge und gleichem Gefälle geteilt worden, von denen jeder Abschnitt einem Staate zugeteilt worden ist. Bezüglich der Verwertung der schweizerischen Wasserkräfte wird ausgeführt, daß selbst in wasserarmen Jahren noch rd. 1000 Mill. kWh Sommerenergie in den bestehenden Werken nicht verwertet werden können. Die Sammlung dieser Energie und ihre Übertragung an die Verbrauchsorte wird nur durch einen engen Zusammenschluß der Werke erreicht werden können. Da die für die Abnahme dieser Energiemengen in Frage kommenden elektrochemischen und elektrothermischen Betriebe sich nicht ausschließlich auf Sommerenergie einrichten können, so erscheint es fraglich, ob die geringen zu erwartenden Einnahmen für die Überschußenergiemengen deren Verwertung noch lohnend erscheinen lassen. Einer restlosen Verwertung der schweizerischen Wasserkräfte stehen also noch erhebliche Schwierigkeiten entgegen.

Über die Berichte, die zu Punkt A über Binnenschiffahrt und vor allem die Beziehungen zwischen Wasserkraftnutzung und Binnenschiffahrt eingegangen sind, hat als Generalberichterstatter Dr.-Ing. A. Strickler, Bern, in seinem Generalberichte u. a. folgendes ausgeführt:

Bezüglich des Betriebes von Kraftwasserstraßen kommen die deutschen Berichterstatter zu dem Ergebnisse, daß die Kraftwerke mit möglichst gleichmäßiger Belastung in große Netze arbeiten sollen, ohne eine dem wechselnden Kraftbedarfe während des Tages entsprechende Stau- und Abflußregelung. In Frankreich sollen für die geplanten Kraftwerke an den Staustufen der kanalisierten Seine Spiegelschwankungen bis zu 10 cm gestattet werden, um bei NW eine mehrstündige größere Maschinenleistung und damit eine größere Wirtschaftlichkeit der Kraftnutzung zu erreichen. Der schweizerische Bericht kommt zu der Schlußfolgerung, daß vom Standpunkte der Kraftausnutzung wie auch der Schiffahrt eine Stauregelung mit konstanter Stauhöhe anzustreben sei, d. h. daß für niedrige und hohe Wasserführung der Wasserspiegel des Oberwassers am Wehre gleich hoch zu halten sei. In dem österreichischen Berichte ist u. a. ausgeführt, daß vom Standpunkte der Erhaltung des bestehenden Flußzustandes ein Kraftwerk, das mit Hilfe eines Wehres ein Staugefälle und mit Hilfe eines anschließenden Kanals ein Rinngefälle ausnutze, die ungünstigste Ausgestaltungsform darstellt. Ein Werkkanal ohne Wehr oder ein reines Stauwehr sind in dieser Hinsicht günstiger. Nach den österreichischen Untersuchungen ist es möglich, mit Hilfe von Einengungsbauten in der Entnahmestrecke eine Hebung der Flußsohle praktisch zu verhindern. Die Organisierung eines großzügigen Geschiebebeobachtungsdienstes wird empfohlen.

Nach dem schweizerischen Berichte wird in der Schweiz im Gegensatz zu anderen Ländern die Binnenschiffahrt auf Kraftwasserstraßen als Nebenprodukt, der Ausbau der Wasserkräfte dagegen als primäre Wassernutzung betrachtet. Dadurch wird die Schiffahrt nicht mit den Kosten der Stauwehre und Kanäle belastet, sondern nur mit den eigentlichen Schiffahrtanlagen. Bei dem geringen zu erwartenden Massengüterverkehr in der Schweiz kann nur auf diese Weise eine Schiffahrt in Frage kommen. Wegen der starken Strömungen in den oberen Teilen der Haltungen werden bei wasser- und gefällreichen Strömen verhältnismäßig starke Schleppdampfer gebraucht, so daß ein Schleppzug mit nur einem Kahne am wirtschaftlichsten wird. Der schweizerische Bericht kommt zu dem Ergebnisse, daß auf Kraftwasserstraßen von der Art der Strecke Basel—Bodensee die Schiffahrtkosten um 30 % (von 1,7 auf 1,2 Cts./tkm) vermindert werden, wenn man auf den Betrieb bei den höheren Sommerwasserständen während etwa zwei Monaten verzichten würde.

Bezüglich der Wassergeschwindigkeit in Schiffahrtkanälen mit Kraftgewinnung soll nach dem deutschen Berichte mit Rücksicht auf die Sicherheit des Schiffahrtbetriebes nicht über 0,70 m/Sek. hinausgegangen werden. In dem niederländischen Berichte ist an dem Beispiele eines Kanals ausgeführt, daß mit Rücksicht auf den Fahrwiderstand der Kähne bei einer Fahrgeschwindigkeit von 4,8 km/Std. eine normale Strömungsgeschwindigkeit von 0,34 m/Sek. nicht überschritten werden soll. Bei der Bergfahrt erhöht sich dann durch die Verdrängung des Wassers die relative Wassergeschwindigkeit um 0,48 auf 0,82 m/Sek. Das Verhältnis zwischen Kanalquerschnitt zu eingetauchtem Schiffsquerschnitte ist in dem Beispiele $169 : 33 = 5{,}12$. (Schluß folgt.)

Goslar. Momber, Regierungsbaurat.

Eine Rohrbrücke über die Bay von San Francisco von 1175 m Länge ist im Rahmen der großen Hetch-Hetchy-Anlage für die Trinkwasserversorgung von San Francisco soeben fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Sie sei als Ergänzung zu den ausführlichen Mitteilungen in Heft 43[1]) in der nachstehenden, einem Berichte in Eng. News-Rec. vom 16. September 1926 entnommenen Abbildung wiedergegeben.

Danach trägt die Brücke zunächst nur eines der beiden Rohre von rd. 1,50 m Durchm., durch die die bisherigen Leitungen der Spring Valley-Werke entlastet werden sollen. Es ist jedoch von vornherein für die Aufnahme der zweiten Leitung Vorsorge getroffen, während ein dritter Rohrstrang von 1 m Weite auf dem Meer sboden verlegt ist. Ki.

Bedeutsamer Stollendurchschlag in der Eifel. Der im Dezember 1924 in Angriff genommene 6,24 km lange Kallstollen in der Eifel, der der Wasserversorgung der Landkreise Aachen und Monschau dient, ist am 25. September 1926 in seiner Südstrecke durchgeschlagen worden, nachdem die Nordstrecke bereits am 11. Mai 1926 durchgeschlagen war. Der 2,30 m hohe und 2,63 m breite hufeisenförmige Stollen soll die Hochwasser des Kallbaches aus den beiden Wasserfassungen im Kallbach und Keltzerbach der im Jahre 1911 erstellten Dreilägerbachtalsperre (Betonstaumauer mit 4 Mill. m³ Weiher-Inhalt) zuleiten.

Der Ausbruch des Stollens geschah außer von dem oberen Stollenmundloche von einem 120 m tiefen lotrechten Schachte im südlichen Stollenteile und einem 80 m langen weiter nördlich gelegenen Fensterstollen vom Lensbachtale aus, so daß fünf Angriffpunkte zur Verfügung standen. Von dem unteren Stollenmundloche aus wurde mit Rücksicht auf die Reinhaltung des Talsperrenwassers nicht vorgetrieben.

Das durchfahrene Gebirge gehört vorwiegend den Phylittschiefern und Quarziten des Cambriums an, wobei sich die Quarzite als besonders schwierig zu durchörtern erwiesen. Die Bohrlochzahl betrug in der Angriffsortfläche 12 bis 20 bei je 1,5 m Bohrlochlänge. Die Vortriebgeschwindigkeit betrug im Schiefer 5 bis 6 m, im Quarzit 3,5 bis 4 m in 24 Stunden.

Bei standfestem Gebirge wurden die Stollenwandungen durch Spritzputz gegen Abbröckelungen und Wasserdurchtritte geschützt (auf etwa $^2/_3$ der Länge), während die druckhaften Strecken teilweise bewehrte Betonauskleidung erhielten.

Die Bauarbeiten am Kallstollen wurden unter der Oberleitung von Regierungsbaumeister a. D. Offergeld (Wasserwerk des Landkreises Aachen) durch die Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, Essen, Filiale Köln, ausgeführt.

Der Kallstollen gehört zu den längsten Bauwerken dieser Art und steht unter den deutschen Stollen mit an der Spitze. Mdt.

[1]) Haller: Der Bau der Hetch-Hetchy-Wasserleitung für San Francisco.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Erleichterung des Rammens von Spundbohlen. (Kl. 84c, Nr. 417 162 vom 26. 1. 1923 von Wilhelm Köchlin in München-Gladbach.) — Die halbwelligen Spundbohlen werden zur Erleichterung des Rammens und zur Erhöhung des Widerstandsmoments zu ganzwelligen Spundbohlen zusammengezogen und im Schlosse durch Hämmern, Walzen, Pressen, Schweißen oder ähnliches zu einem Ganzen verbunden, und schließlich wird die Bearbeitung nur über einen Teil des Schlosses der paarweise zusammengezogenen Spundbohlen erstreckt.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Der Herr Reichspräsident hat unter dem 19. Oktober 1926 bestätigt: den ständigen Stellvertreter des Generaldirektors der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Dr.-Ing. ehr. Dorpmüller als Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft; den Direktor Dr. jur. Weirauch als ständigen Stellvertreter des Generaldirektors und Mitglied des Vorstandes; den Direktor Wolf als Direktor und Mitglied des Vorstandes und den Direktor Dr.-Ing. ehr. Hammer als Direktor und Mitglied des Vorstandes.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Dähnick, bisher bei der Hauptverwaltung, als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin, die Reichsbahnräte Theodor Sauer, Vorstand des E. B. A. Hirschberg (Schles.), als Vorstand zum E. B. A. 3 Breslau, Troitzsch, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Liegnitz, als Vorstand zum E. B. A. Hirschberg (Schles.), Knopf, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung in Freystadt (Westpr.), zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Richard, bisher beim E. B. A. 2 Bremen, als Vorstand zur neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung in Rotenburg (Hann.), Grandpierre, bisher bei der Eisenbahn-Bauabteilung in Halle (Saale), zum E. B. A. 1 Essen, Bittmann, Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnwerk Brandenburg West, als Werkdirektor zum E. A. W. Krefeld-Oppum, Rusche, Werkdirektor des E. A. W. Jülich, als Werkdirektor zum E. A. W. Neumünster, Hecker, Werkdirektor des E. A. W. Neumünster, als Werkdirektor zum E. A. W. Jülich, Rüter, bisher beim E. Z. A. in Berlin, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Opladen, Krall, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Darmstadt Lokomotivwerk, Karl Sachs, Mitglied der R. B. D. Essen, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, Ernst Fuchs, Mitglied der R. B. D. Stuttgart, als Mitglied zur R. B. D. Essen, die Reichsbahnbaumeister Schwarzkopf, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Darmstadt Lokomotivwerk, zum E. Z. A. in Berlin, Popp, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Schwerte, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Recklinghausen und Kurt Böhm, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Opladen, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Schwerte.

Bestellt: Reichsbahnrat Böhlick in Liegnitz zum Vorstand der dortigen Eisenbahn-Bauabteilung und Reichsbahnrat Johannes Neumann in Duisburg zum Vorstand der daselbst neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung für den Umbau der Bahnhöfe Duisburg Hbf. und Duisburg-Hochfeld Süd.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Estermann, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Neuaubing.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Schrödter, Mitglied der R. B. D. Oppeln, und Hassler, Werkdirektor des E. A. W. Aalen, Reichsbahnrat Marenbach, Mitglied der R. B. D. Trier, und Reichsbahnamtmann Mehlhose, Vorstand des Vermessungsbureaus der R. B. D. Oppeln.

Baden. Versetzt wurde der Baurat Dr. A. Buntru in Rastatt zur Wasser- und Straßenbaudirektion.

Bayern. Versetzt wurde der Bauamtmann K. Loibl des Landbauamtes Rosenheim an das Landbauamt München.

Gestorben: Der Baurat Dr.-Ing. L. Freytag, früher Direktor der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg.

Mecklenburg-Schwerin. Gestorben: Der Regierungs- und Baurat i. R. E. Barth in Schwerin, früher bei der ehemaligen Generaldirektion der Staatseisenbahnen.

Preußen. Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Lohmeyer im Ministerium für Handel und Gewerbe ist zum Ministerialrat ernannt worden.

Dem zum Reichsverkehrsministerium beurlaubten Regierungsbaurat (W.) Rudolf Schmidt ist eine Regierungsbaurats-Beförderungsstelle verliehen worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Walter Knape (Wasser- und Straßenbaufach).

Sachsen. Gestorben: Der Oberbaurat i. R. M. Dietsch in Dresden, früher Vorstand des Eisenbahnbauamts I in Leipzig.

INHALT: Neue Vorschläge für die Konstruktion von Güterschuppen. — Die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926. — Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. (Schluß.) — Theorie des Schiffstoßes. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn. — Bericht über die III. Tagung des Deutschen Straßenbauverbandes in Stuttgart. — Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. (Fortsetzung.) — Eine Rohrbrücke über die Bay von San Francisco. — Bedeutsamer Stollendurchschlag in der Eifel. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 19. November 1926. Heft 50

Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

(Schluß aus Heft 47.)

6. Entwurf: „Den lige Flugt". Verfasser: Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A.-G. (jetzt Vereinigte Stahlwerke A.-G.), Abteilung Dortmunder Union, Brückenbau, Architekt Ejnar Rosenstand und F. Galatins in Kopenhagen und Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation (früher J. C. Freund & Co.) in Charlottenburg für den maschinellen Teil der Klappbrücke.

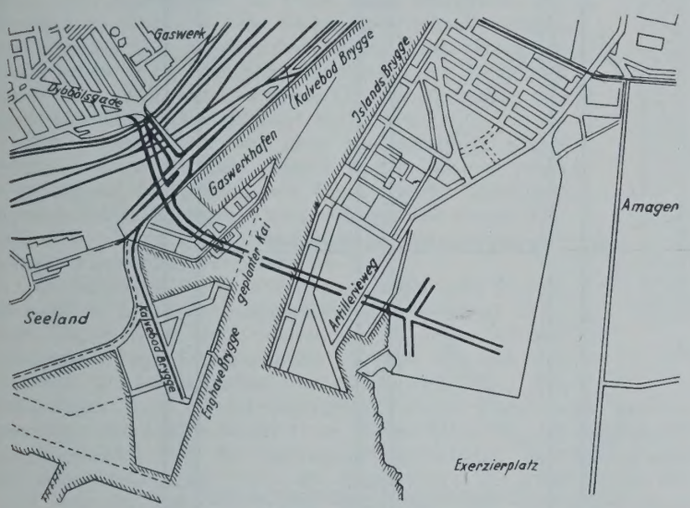


Abb. 37. Lageplan.

Wie aus Abb. 37 zu ersehen, unterscheidet sich die Linienführung des Entwurfes: „Den lige Flugt" von der Linienführung nach dem Vorschlage des Stadtingenieurs (Abb. 1) dadurch, daß neben der neuen Verbindung zwischen dem Straßenkreuz *A* auf der Seelandseite und dem Straßenkreuz *B* auf der Amagerseite (Abb. 1) die alte Verbindung zwischen dem Straßenkreuze und dem Hafen, allerdings in Gestalt einer neuen, unmittelbar neben der alten zu errichtenden Brücke, beibehalten wird. Hieraus ergibt sich im Bereiche des Bahnhofes eine geringe Verschiebung der Hauptverbindung nach Süden gegenüber der Lage nach dem Vorschlage des Stadtingenieurs und eine Führung auf dem südlichen Teile des kommunalen Stenplads (Abb. 1 u. 37), wodurch der Südkai des Gaswerkhafens dem Umschlagverkehr erhalten bleibt. Weiter verläuft dann die Verbindung parallel zu der Lage nach dem Vorschlage des Stadtingenieurs. An der Stelle, an der die neue Verbindung die westliche Hafenstraße überschreitet, zweigt eine im Gefälle 1 : 35 liegende Verbindungsbrücke ab, die die neue Verbindung mit der Stelle der alten an der Westseite des Hafens liegenden Rampe verbindet, an der die neue, neben der alten Bahnhofbrücke zu errichtende Brücke in die alte Rampe einmündet. Fuhrwerke, die südlich der neuen Verbindung von der westlichen Hafenstraße zur Hochbrücke gelangen wollen, müssen auf der alten Rampe unter der neuen Verbindung hindurch bis zur Einmündung der Bahnhofbrücke und dann zurück über die Verbindungsbrücke zur Hochbrücke fahren. Dem Nachteil, der in diesem unbequemen Wege liegt, steht der Vorteil gegenüber, daß Fuhrwerke, die von der westlichen Hafenstraße zum Bahnhofe fahren, nicht ihren Weg über die Hauptverbindung nehmen und dabei die Höhe von + 12,4 erklimmen müssen, wie dies nach dem Vorschlage des Stadtingenieurs nötig ist, sondern die neue Bahnhofbrücke, die nur auf der Höhe von + 9,1 liegt, benutzen, also 3,3 m Steigung sparen. Auf der Amagerseite zweigen von der Hauptrampe zwei Seitenrampen nach Norden und Süden ab. Für den Fußgängerverkehr werden auf jeder Seite der Hochbrücke in dem großen massiven Pfeiler (Abb. 38) zwei Aufzüge vorgesehen.

Die ganze neue Verbindung ist von der Überbrückung des Eisenbahngeländes auf der Seelandseite an bis zum Beginn der Erdrampe auf der Amagerseite in Eisen geplant (Abb. 38). Die Verfasser haben geglaubt, aus ästhetischen Gründen für die ganze Brücke nur einen Baustoff wählen zu sollen. Aus den gleichen Gründen haben sie auf die ganze Länge der Brücke die tragenden Teile unter der Fahrbahn angeordnet. Sie haben ferner für die einzelnen Öffnungen Tragwerke gewählt, die ein über die ganze Länge der Brücke durchgehendes und mit der Fahrbahn gleichlaufendes breites Band haben, wodurch die ganze Überbrückung gut zusammengefaßt wird. Auch bei der Klappbrücke sind die Hauptträger unter die Fahrbahn gelegt. Dadurch, daß fünf Hauptträger angeordnet sind, ist die Bauhöhe auf 3,2 m eingeschränkt worden. Bei tiefer Lage der Fahrbahn und bei Anwendung von nur zwei Hauptträgern würde die Bauhöhe 1,8 m betragen, so daß das Mehr an Bauhöhe bei der gewählten Bauweise nur 1,4 m mißt. Die Verfasser sind der Meinung, daß es bei der großen Länge der Rampe nicht von Belang sei, daß die Rampe dem Zuwachs an Bauhöhe um 1,4 m entsprechend etwas länger wird. Das Eisenbahngelände wird in der Hauptverbindung von vollwandigen Balkenträgern überbrückt (Abb. 38). Die Überbrückung wird durch zwei massive Pfeiler und die beiden Endwiderlager in drei Hauptabschnitte gegliedert. Die Hauptträger sind Gerberträger, die in dem westlichen Abschnitte über vier, in den beiden anderen

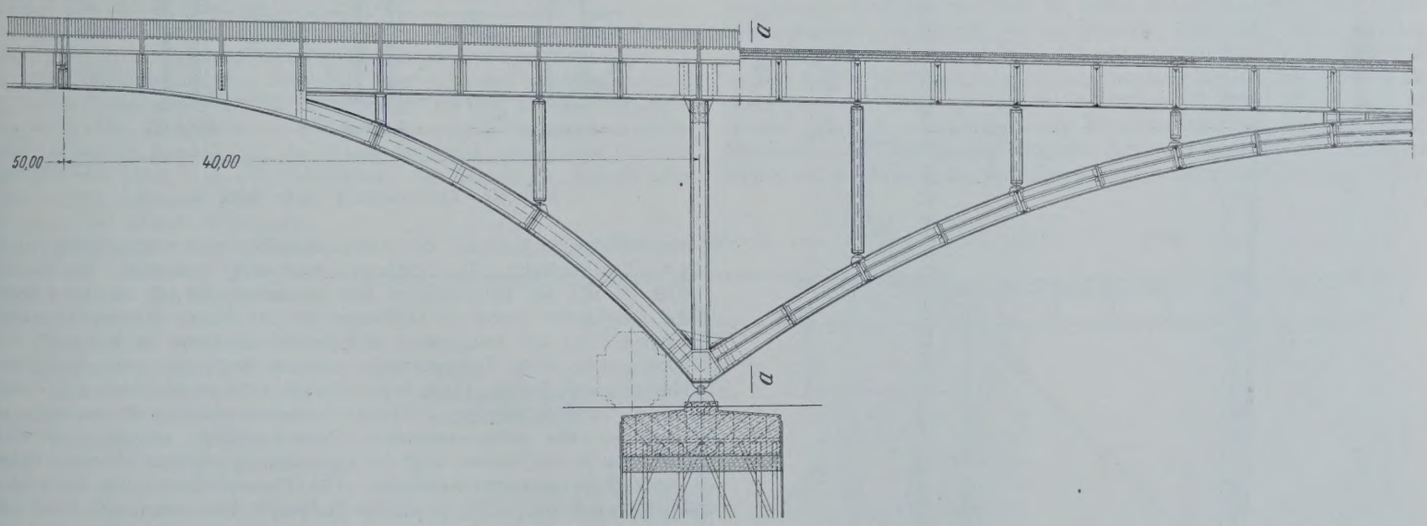


Abb. 39. Großer versteifter Stabbogen mit Kragarm.

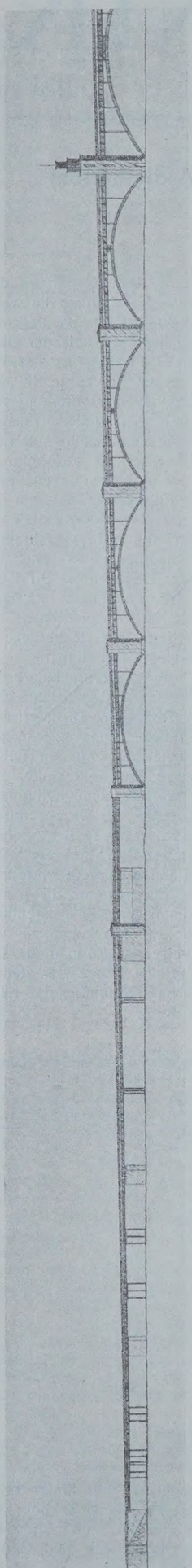


Abb. 38. Übersicht der Brücke auf der Seelandseite.

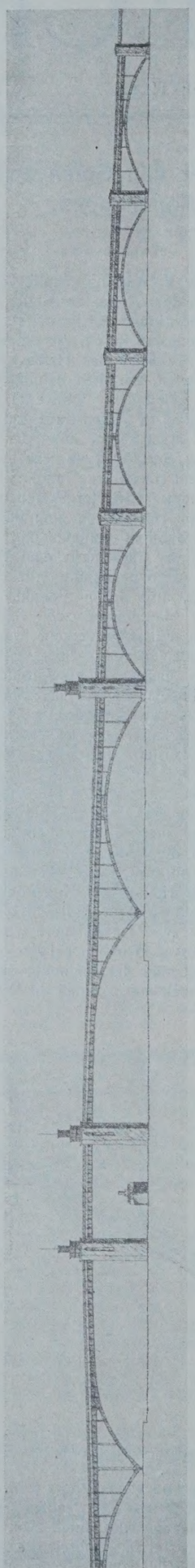


Abb. 38. Übersicht der Brücke über dem Hafen und auf der Amagerseite.

Abschnitten über drei Öffnungen durchlaufen. Die Zwischenstützen sind eiserne Pendelsäulen, deren Stellung der Lage der Gleise angepaßt werden mußte. Die Durchfahrthöhe unter der Brücke ist mit Rücksicht auf eine spätere Elektrisierung der Eisenbahn zu 5,2 m gewählt. Am westlichen Widerlager liegt die Straßenoberkante auf + 8,3; mit einer Steigung von 1 : 59 erreicht die Straße am östlichen Widerlager die Ordinate + 12,4. Auf der sich anschließenden Überbrückung der Seitenrampe und der westlichen Hafenstraße verläuft die Verbindung wagerecht (Abb. 38). Ein massiver Pfeiler teilt diese Überbrückung in zwei Öffnungen, die von vollwandigen Gerberträgern überspannt werden. An diese Brücke schließen sich vier durch Vollwandträger versteifte Stabbogen an, deren Stützweite

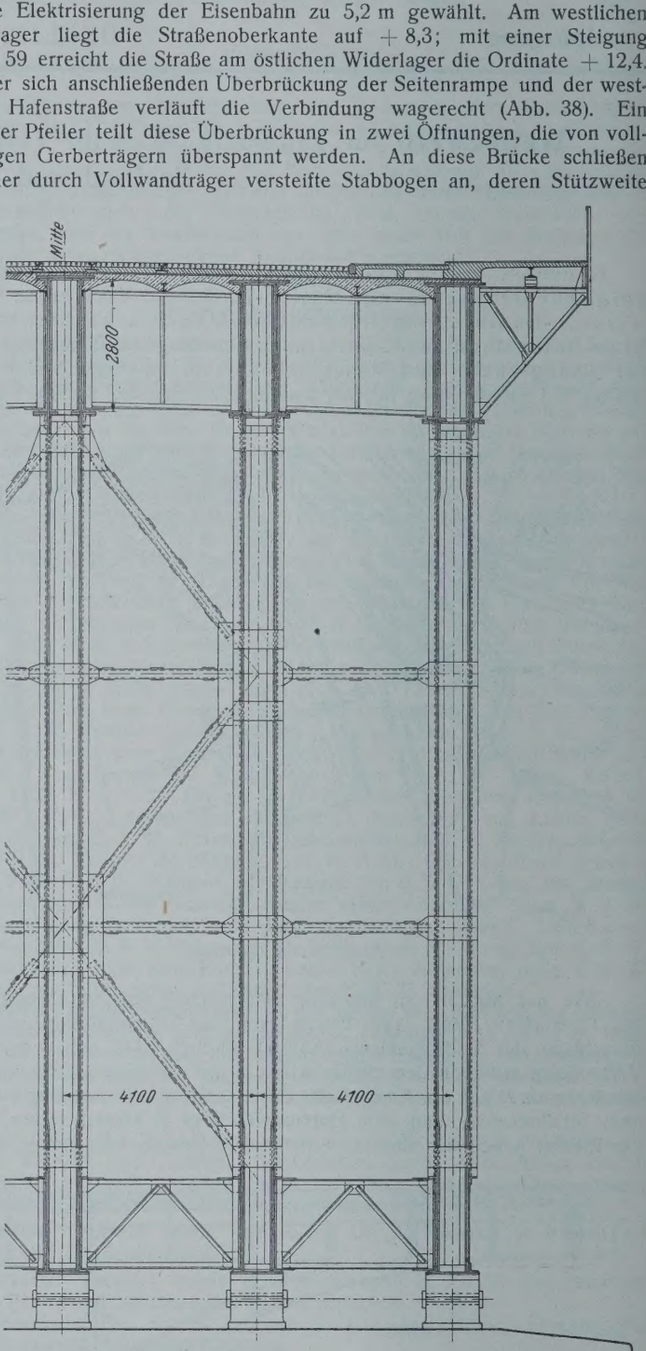


Abb. 40. Querschnitt *a—a* (s. Abb. 39).

aus ästhetischen Gründen der wachsenden Pfeilhöhe entsprechend von 54 auf 62 m zunimmt. Die Stabbogen sind stetig gekrümmt; im Scheitel sind sie mit den Balkenträgern fest verbunden, so daß an dieser Stelle die Längskräfte durch die Stabbogen auf die Pfeiler übertragen werden können. Auf der Amagerseite sind im Anschlusse an die Erdrampe vier ganz gleiche durch Vollwandträger versteifte Stabbogen wie auf der Seelandseite angeordnet. Diese beiden Brückenteile werden nach dem Hafen zu durch kräftige massive, mit hohen Aufbauten versehene Pfeiler begrenzt, in denen die schon erwähnten Personenaufzüge untergebracht sind. Zwischen diesen Pfeilern liegt die eigentliche Hochbrücke über dem Hafen und den angrenzenden Kaistraßen. Die Öffnung neben jedem der beiden Pfeiler wird durch einen versteiften Stabbogen überspannt, der 90 m weit gestützt ist und mit einem 40 m langen Arm in die Nebenöffnungen kragt (Abb. 39). Dieser Kragarm ist ein einhüftiger, ebenfalls durch einen Vollwandträger versteifter Stabbogen. Auf den Kragarm stützt sich ein 50 m weit gespannter Vollwandträger, der auf der anderen Seite auf dem Klappenpfeiler gelagert ist.

Einen Querschnitt durch den 90 m weit gespannten versteiften Stabbogen zeigt Abb. 40. Es sind fünf doppelwandige Hauptträger angeordnet.

Die Stützpfosten haben unten und oben Stahlgelenke (Abb. 39). Die Fahrbahntafel der festen Brücke besteht aus Eisenbetongewölben (Abb. 40), auf denen die Isolierschicht aufgebracht ist. Hierüber befindet sich eine Betonschutzschicht, die unmittelbar das Holzpflaster trägt. Die Hauptträgerobergurte sind einbetoniert. Die Fußwegtafel besteht aus Eisenbetonplatten, ihre Decke aus 2 cm dickem Asphaltestrich. Der Radfahrweg wird von einer Betonrippenplatte gebildet, die bei einer späteren Verbreiterung der Fahrbahn leicht entfernt werden kann.

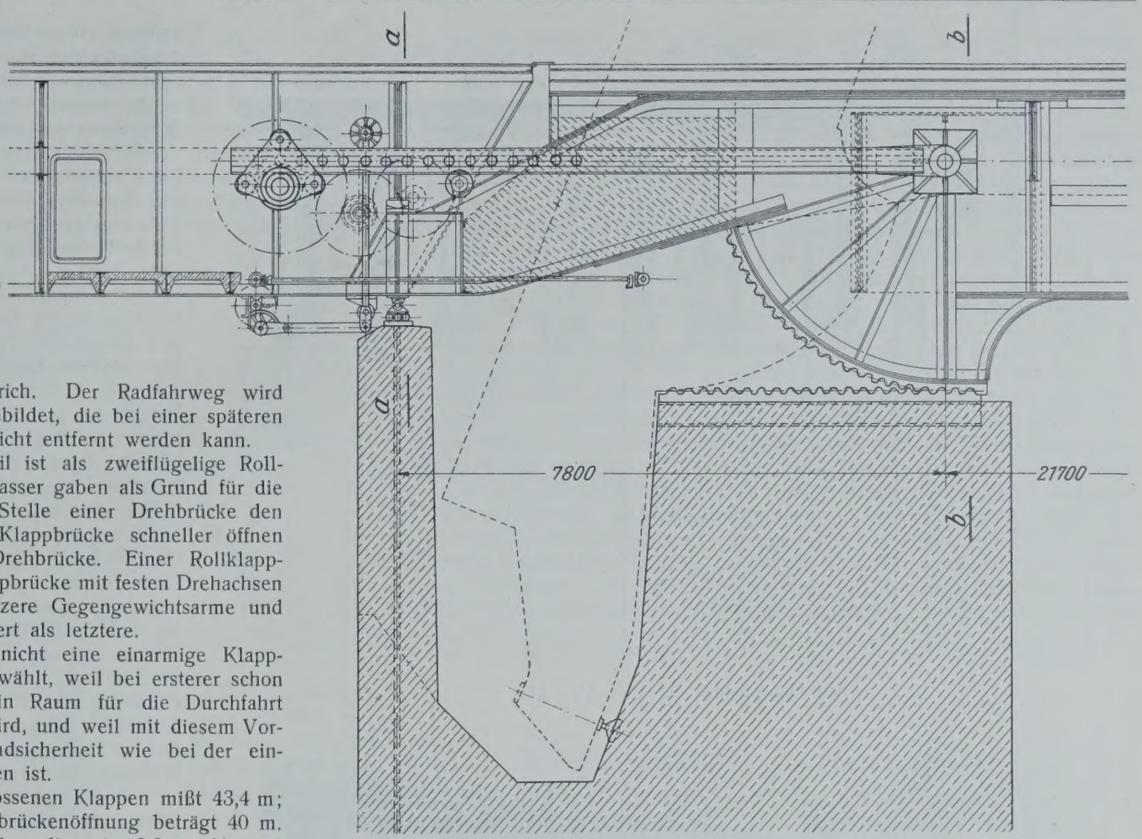


Abb. 41. Ansicht der Klappbrücke über dem Klappenpfeiler.

Der bewegliche Brückenteil ist als zweiflügelige Rollklappbrücke geplant. Die Verfasser gaben als Grund für die Wahl einer Klappbrücke an Stelle einer Drehbrücke den Umstand an, daß sich eine Klappbrücke schneller öffnen und schließen läßt als eine Drehbrücke. Einer Rollklappbrücke geben sie vor einer Klappbrücke mit festen Drehachsen den Vorzug, weil erstere kürzere Gegengewichtsarme und damit schmälere Pfeiler erfordert als letztere.

Eine zweiflügelige und nicht eine einarmige Klappbrücke haben die Verfasser gewählt, weil bei ersterer schon beim Beginn der Öffnung ein Raum für die Durchfahrt kleinerer Schiffe freigegeben wird, und weil mit diesem Vorzuge eine ebenso große Standsicherheit wie bei der einarmigen Klappbrücke verbunden ist.

Die Stützweite der geschlossenen Klappen mißt 43,4 m; die nutzbare Breite der Klappbrückenöffnung beträgt 40 m. Jede Klappe weist sechs vollwandige, in 3,8 m Abstand voneinander liegende Hauptträger auf (Abb. 42), die sich rückwärts in die Rollkränze fortsetzen (Abb. 41). Die rückwärtigen Arme, die das Gegengewicht tragen, greifen unter die Endquerträger der anschließenden festen Brücke (Abb. 43). Im Mittelpunkte des Rollkranzes liegt der Schwerpunkt der Klappe. Das Eigengewicht übt also keinen Druck gegen die Endquerträger der festen Brücke aus, wohl aber die Verkehrsbelastung. Der Druck wird vom Eigengewicht der festen Brücke aufgenommen; der Sicherheit halber sind die Endquerträger noch verankert, und zwar so, daß die Beweglichkeit des Endes der festen Brücke, die hier ihre beweglichen Auflager hat, nicht behindert wird. Im geschlossenen Zustande der Klappbrücke werden die rückwärtigen Arme mit den Endquerträgern, wie aus Abb. 41 u. 43 zu ersehen, und die beiden Klappen in der Mitte miteinander verriegelt. Für den Durchtritt der rückwärtigen Arme beim Öffnen und Schließen sind in der Rückwand des Pfeilers Schlitze ausgespart (Abb. 43). Die Fahrbahndecke besteht aus einem 4 cm dicken Seilgurtbelag, der auf 15 cm dicken Holzbohlen befestigt ist (Abb. 42).

Der Maschinenraum befindet sich auf der einen Seite des Pfeilers (Abb. 42) und in dem anschließenden Ende des festen Überbaues (Abb. 41). In den Mittelpunkten der Rollkränze der äußersten Hauptträger sind stählerne Zapfen befestigt, an denen seitlich drehbar die Antriebstangen angreifen (Abb. 42). Diese mit Triebstockverzahnung versehenen Antriebstangen werden durch Ritzel, die in dem anschließenden festen Überbau gelagert sind (Abb. 41 u. 43), angetrieben. Der elektrische Antriebmotor von 60 PS Leistung kann die Klappen bei einem Winddrucke von 15 kg/m² in einer Minute öffnen und schließen. Für den Notfall können die Klappen auch von Hand bewegt werden.

Die bereits erwähnte Verriegelung der rückwärtigen Arme wird dadurch herbeigeführt, daß mit je zwei Pendelstangen, die in Stahlgußlagern drehbar an dem festen Überbau gelagert sind (Abb. 41 u. 43), Rollen unter die Hauptträgerenden der Klappe geschoben werden. Die Rollen fassen unter nach der beweglichen Brücke zu geneigte Stahlgußkörper, heben die Hauptträger somit an und drücken sie gegen die obenliegenden Lagerkörper. Die Pendelstangen sind nach unten über die Rollen hinaus verlängert. An diesen Verlängerungen greifen Antriebstangen an, die durch Kurbelgetriebe bewegt werden.

Beide Klappen werden miteinander durch fünf kräftige Stahlriegel, die zwischen je zwei Hauptträgern liegen und elektrisch durch Zahnstangen angetrieben werden, so verbunden, daß Querkräfte mit Sicherheit von einer Klappe auf die andere übertragen werden können.

Auf jedem der beiden Klappenpfeiler ist ein Bedienungshaus angeordnet, das zur guten Übersicht des Brückenwärters in Glas gehalten ist. Das Bedienungshaus ist von einer großen Laterne gekrönt, die nachts Brücke und Schiffahrtöffnung beleuchtet (Abb. 44).

Alle Landpfeiler und alle Stütz- und Futtermauern sollen auf Eisenbetonpfählen gegründet werden. Für die Gründung der Klappenpfeiler ist folgendes Verfahren vorgesehen: Auf einer vorhandenen oder behelfsmäßig herzurichtenden Hellinganlage wird für jeden der beiden Pfeiler ein Eisenbetonsenkkasten hergestellt. An der Baustelle der Pfeiler wird der Boden durch Bagger so tief ausgehoben, daß von den Senkkasten nur noch 2 m in dem tragfähigen Mergel durchfahren werden müssen. Der Eisenbetonsenkkasten wird nach genügender Erhärtung auf der Hellinganlage zu Wasser gelassen, schwimmend zur Baustelle geschafft und hier durch Ballasteinnahme in die ausgebaggerte Baugrube gesenkt. Die Verfasser hoffen, daß der Senkkasten ohne Druckluft, d. h. unter gewöhnlicher Wasser-

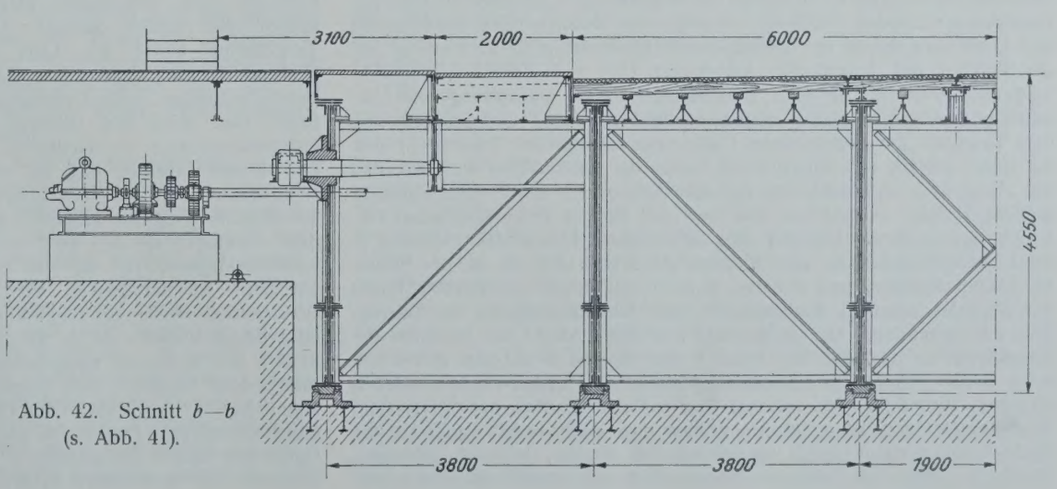


Abb. 42. Schnitt *b—b* (s. Abb. 41).

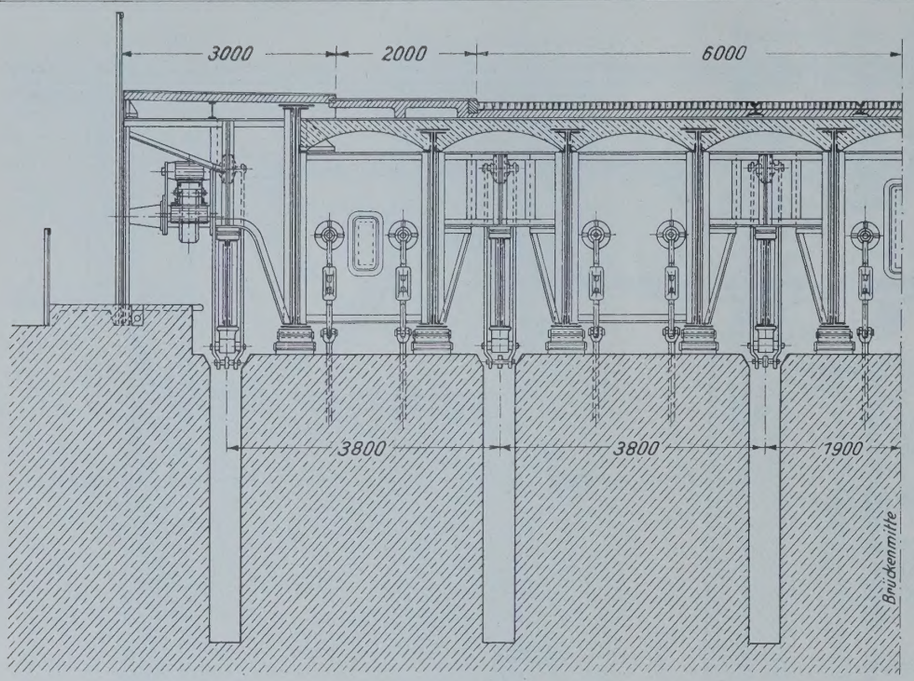


Abb. 43. Schnitt *a*—*a* (s. Abb. 41).

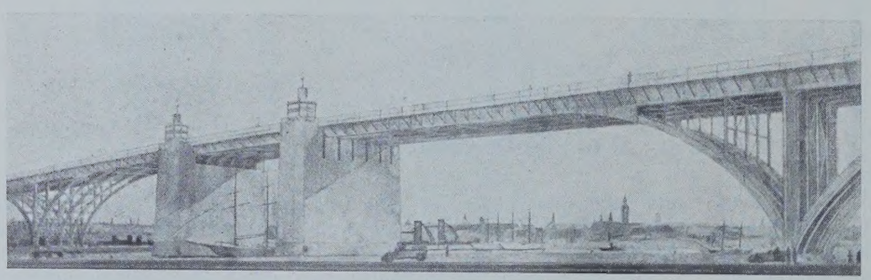


Abb. 44. Ansicht der Hafenbrücke.

haltung im Arbeitsraume des Senkkastens auf die endgültige Tiefe abgesenkt werden kann. Der Senkkasten soll aber so eingerichtet werden, daß ohne weiteres nötigenfalls zur Druckluftgründung übergegangen werden kann.

Die Nebenbrücke über dem Bahnhofe soll ganz ähnlich der Hauptbrücke über dem Bahngelände ausgebildet werden. Die Zwischenstützen können aber bei der Nebenbrücke senkrecht zur Brückenachse angeordnet werden. Die Fahrbahn steigt von + 8,3 auf + 9,1 an der Einmündung in die Seitenrampe. Die von diesem Punkte zur Hochbrücke führende Rampe wird von Quer- und Längsträgern getragen. Die ersteren stützen sich auf der Bahnhofseite auf eine Futtermauer, die die Seitenrampe begrenzt, und auf der Hafenseite auf fünf durch Vollwandträger versteifte Stabbogen, also auf dieselben Trägergebilde, die die Hochbrücke aufweist.

Das Preisgericht äußert Bedenken gegen die hohen Baukosten im Betrage von rd. 20 Mill. Kronen, deren Höhe namentlich durch die doppelte Überbrückung des Eisenbahngeländes bedingt wird, erkennt aber an, daß der Entwurf in technischer Hinsicht besonders gut durchgearbeitet ist und namentlich für die Überbrückung des Hafens eine sehr gute Lösung bringt, die ohne Beschränkung der Durchfahrthöhe der Schiffe Fahrbahn und Fußsteige über den Hauptträgern anordnet und damit eine ganz freie Brückenfahrbahn schafft. Wie gut den Verfassern die Überbrückung des Hafens gelungen ist, das zeigt besonders deutlich Abb. 44. Die Klappenbrückenöffnung und die beiden angrenzenden Öffnungen werden durch das wagerechte Hauptträgerband und durch die sich tangential anschließenden einhüftigen Bogen gut zusammengefaßt.

Der Wettbewerb hat für die in brückenbau- und verkehrstechnischer Beziehung gleich schwere Aufgabe gute und lehrreiche Lösungen gebracht und hierdurch die Ingenieurwissenschaft nicht unwesentlich bereichert.

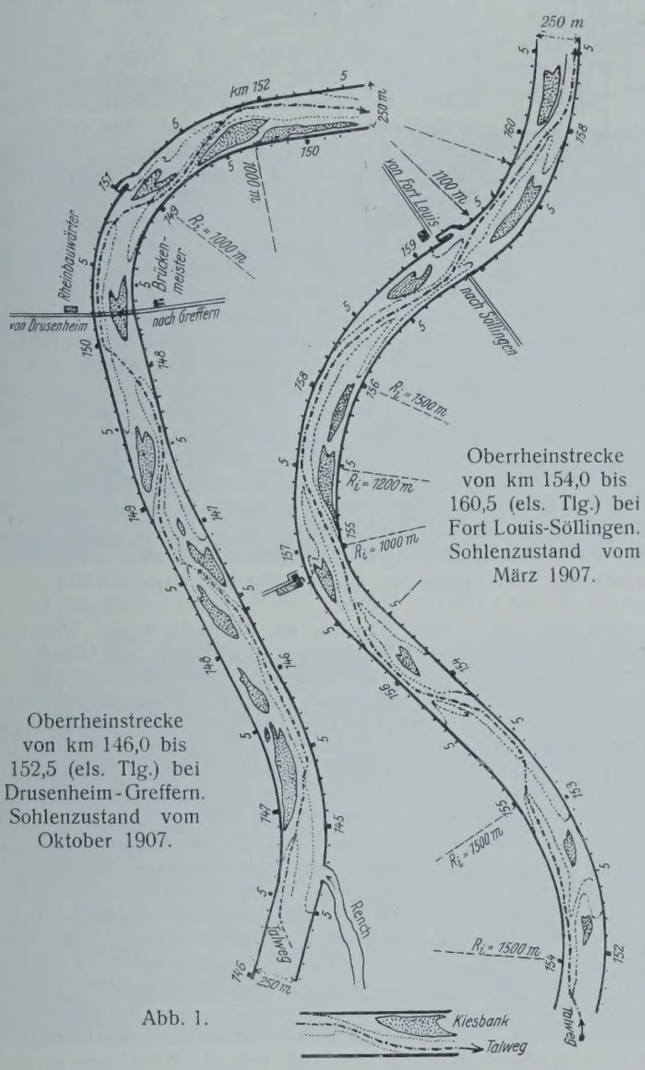
Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat **August Schneider,** ehem. Vorstand des Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein und Leiter der elsaß-lothringischen Rheinregulierungsarbeiten, Herrenalb i. Württ.

Der Längenschnitt in der Talwegachse eines geschiebeführenden Wasserlaufes zeigt, daß die Sohle nicht parallel zum Wasserspiegel, sondern in einer wellenförmigen, sägezahnähnlichen Linie verläuft, in der große Tiefen — „Kolke“ — mit starken Erhebungen — „Schwellen“ — miteinander abwechseln. Dieses charakteristische Sohlenbild sehen wir nicht nur bei den im ursprünglichen, natürlichen Zustande befindlichen Wasserläufen mit beweglicher Sohle, sondern auch bei den „korrigierten“, d. h. lediglich zwecks unschädlicher Hochwasserabführung im Interesse des Landschutzes verbesserten Flüssen, bei diesen sogar noch in erheblich größerem Maße, weil die Ursache der Erscheinung — nämlich die Schleppkraft des strömenden Wassers — infolge der weitgehenden Rektifikation und Gefällvermehrung der „korrigierten“ Wasserläufe in Verbindung mit der Steilheit der befestigten, künstlichen Ufer außerordentlich verstärkt wird und somit eine erhöhte Einwirkung auf die Umwälzung und Umgestaltung der beweglichen Sohle ausübt. Aus den Querprofilen und dem Grundriß der betrachteten Flußstrecke können wir feststellen, daß die Kolke jeweils abwechselnd an einem der beiden Ufer anliegen, daß der „Talweg“ — d. i. die Rinne der ununterbrochen aufeinanderfolgenden größten Tiefen — zwischen den aus den Kolken emporsteigenden Geschiebebänken serpentinierend sich hindurchwindet und die zwischen je zwei Nachbarkiesbänken sich hinziehende Schwelle etwa in der Strommitte überschneidet, und zwar so, daß in der Regel der höchste Punkt der Schwelle mit dem Wendepunkte oder Übergangspunkte der Talweglinie zusammenfällt. Die große Steilheit der festen Ufer ist wohl die Hauptursache dafür, daß die tiefen Kolke sich an den Ufern selbst und nicht in der Strommitte ausbilden, denn an den steilen Ufern entstehen stärkere Wirbelbildungen als an flachen, der Aufstau quer gerichteter Wasserströmungen ist erheblich größer und daher der Angriff auf die Sohle daselbst entsprechend stärker als bei flacher, schwach geneigter Böschung. Wie die Kolke, so liegen auch die Kiesbänke nicht in der Strommitte, sondern jeweils in der Nähe des einen oder des andern Ufers, was auch natürlich erscheint, da ja die Geschiebebänke nichts anderes als den Aushub der Kolke darstellen. Die andauernde Arbeit der auf die bewegliche Sohle gerichteten Schubkraft der Wasserströmung hat die Wirkung, daß das ganze Sohlenrelief — Kolke, Kiesbänke und Schwellen — im Laufe eines Jahres um eine bestimmte Strecke parallel den festen Korrektionsufern vorwärts rückt, wobei die Kolke — was allen Regeln der Hydraulik zu widersprechen scheint — zeitweise auch an konvexe und die Geschiebebänke an konkave Uferstellen zu liegen kommen. Zur Erläuterung dieser „regelwidrigen“ Sohlenkonfiguration mögen die beiden Skizzen Abb. 1 dienen, die den Verlauf der Talwegrinne sowie die Lage der Kolke und Kiesbänke in zwei gekrümmten Strecken des elsässisch-badischen Oberrheins bei Fort-Louis—Söllingen und Drusenheim—Greffern nach dem Zustande der Sohle vom März und Oktober 1907 — also kurz vor Beginn der Regulierungsarbeiten — darstellen. Immerhin läßt sich aber auch aus diesen Lageskizzen ersehen, daß die konkaven Uferstrecken eine stärkere Anziehungskraft auf die Talwegrinne ausüben als die konvexen, denn die Talwegkolke sind am Hohlufer länger als am konvexen Ufer, und außerdem schmiegen sie sich dem ersteren enger an als dem letzteren. Die Geschwindigkeit, mit der das Vorrücken der Kiesbänke und Kolke sich vollzieht, ist naturgemäß von der Höhe und den Änderungen der Wasserstände abhängig, sie nimmt ab mit fallendem und wächst an bei steigendem Wasser, da ja die Bewegungsursache, nämlich die Schubkraft S der Strömung, entsprechend der Formel $S = c \cdot \gamma \cdot J \cdot t$ bei gleichbleibendem Gefälle J sich proportional der Wassertiefe t ändert. Verfasser hat im Jahre 1908 am Oberrhein, der ja als typisches Beispiel eines korrigierten Flusses zu gelten hat, in der Nähe von Greffern, woselbst das relative Stromgefälle $J = 0{,}00054$ ist, bei Hochwasser ein Fortschreiten der überfluteten Kiesbänke um rd. 25 m innerhalb 24 Stunden

feststellen können, ein Bewegungsmaß, das wohl als das größte unter den gegebenen Verhältnissen angesehen werden dürfte. Bei sehr niedrigen Wasserständen ist die Geschiebebewegung gering, und das Wandern der Kolke, Kiesbänke und Schwellen kommt dann zum Stillstande. Da der Oberrhein, wie alle Hochalpenströme, in der Regel während des Sommerhalbjahres April—September infolge der Schnee- und Gletscherschmelze andauernd hohe und höchste Wasserstände führt, so entfällt bei ihm der Hauptanteil des jährlichen Geschiebetransportes und des Vorrückens des Sohlenreliefs auf diese Jahreszeit, wogegen die Niederwasserperiode des



Oberrheinstrecke von km 154,0 bis 160,5 (els. Tlg.) bei Fort Louis-Söllingen. Sohlenzustand vom März 1907.

Oberrheinstrecke von km 146,0 bis 152,5 (els. Tlg.) bei Drusenheim-Greffern. Sohlenzustand vom Oktober 1907.

Abb. 1.

Winterhalbjahres, die zwar auch von kurzwährenden, rasch verlaufenden Anschwellungen unterbrochen sein kann, im allgemeinen nur geringe Verschiebungen der Sohlenlage hervorzubringen vermag. Da im Oberrhein vor Ausführung der Niederwasserregulierung der durchschnittliche Abstand zweier aufeinanderfolgender gleichufriger, d. h. auf derselben Seite des Talweges liegender Kiesbänke, rd. 2100 m und die jährliche Wanderstrecke dieser fluviatilen Gebilde im Mittel 300 m betrug, so dauerte es — auf der noch unregulierten Stromstrecke Straßburg—Basel ist dies heute noch der Fall! — im Durchschnitt sieben Jahre, bis derselbe Sohlenzustand, d. h. dieselbe Lage der Kolke, Geschiebebänke, Schwellen und des Talweges wieder eintrat.

Nicht nur in wagerechtem Sinne, d. h. in der Stromrichtung, erleidet die bewegliche Sohle der geschiebeführenden Wasserläufe im Laufe des Jahres Verschiebungen, sondern auch in lotrechtem Sinne, was man aus dem Vergleich von Talweglängenprofilen, die bei verschiedenen Wasserständen in derselben Flußstrecke aufgenommen worden sind, deutlich erkennen kann. Diese lotrechten Änderungen der Höhenlage der Stromsohle unter dem Einfluß veränderlicher Wasserstände bewegen sich allerdings in einem periodischen, nach oben und unten begrenzten Intervall und haben bald positives, bald negatives Vorzeichen, d. h. sie stellen Erhöhungen oder Vertiefungen dar. Die vielfach, auch in der Literatur verbreitete Ansicht, daß bei Hochwasserführung eines Flusses mit beweglicher Sohle die Unebenheiten der letzteren, d. h. die Kolke, Schwellen und Kiesbänke sich gegenseitig ausgleichen, die Bettsohle also angenähert die Form einer glatten, zylindrischen Fläche annehme, entspricht nicht der Wirklichkeit. Das Gegenteil ist der Fall; je stärker die Wasserführung des Flusses, also je höher sein Wasserstand ist, desto schärfer bilden sich die Unebenheiten der beweglichen Stromsohle aus, d. h. desto tiefer laufen sich die Kolke aus und desto mehr erhöhen sich die Kiesbänke und hauptsächlich die Schwellen. Bei den höchsten Wasserständen in natürlichen und in „korrigierten", d. h. nur mit einem Hochwasserbett versehenen geschiebeführenden Wasserläufen sind die Höhenunterschiede zwischen den tiefsten Punkten der Kolke und den höchsten Punkten der Talwegschwellen am größten (s. Abb. 2). Dieser ganze Vorgang findet leicht seine Erklärung darin, daß beim gestreckten Hochwasserspiegel die Unterschiede der relativen Gefälle über den Schwellen und in den Kolken, die bei niedrigen Wasserständen vorhanden sind, fortfallen, d. h. das relative Spiegelgefälle des Kolkes größer und dasjenige der Schwelle kleiner geworden ist, was nach der bereits erwähnten Schleppkraftformel $S = c \cdot \gamma \cdot J \cdot t$ zu einer erheblichen Verstärkung der Schubkraft des strömenden Wassers in den Kolken und zu einer relativen Verminderung derjenigen über den Schwellen und damit zu einer ungleichförmigen Geschiebebewegung führen muß. Natürlich werden sich die Talwegschwellen um so höher auflaufen, je länger das Hochwasser andauert, während bei ganz kurzen, rasch vorübergehenden Anschwellungen, wie sie mitunter im Winter vorkommen (im Oberrhein z. B. das sogenannte „Adventshochwasser"), die Aufhöhung der Schwellen nur in geringerem Maße stattfindet. Mit dem Zurückgehen des Wasserstandes vertiefen sich die Schwellen allmählich wieder, um bei Niedrigwasser ihre relativ niedrigste Höhenlage einzunehmen, denn mit fallendem Wasser verstärkt

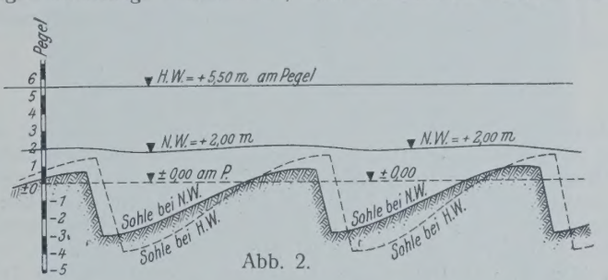


Abb. 2.

sich wieder das Spiegelgefälle über den Schwellen, während es in den Kolken schwächer wird, was eine Erhöhung der Schleppkraft auf den Schwellen und eine Verminderung in den Kolken verursacht. Die Vertiefung der Schwellen bei fallenden Wasserständen hat eine entsprechende Aufhöhung der Sohle in den stromabwärts angrenzenden Kolken zur Folge, da von den Schwellen nunmehr mehr Geschiebe in die Kolke hineintransportiert wird, als aus diesen hinauskommt. Daß übrigens die kiesige und sandige Sohle eines Flusses niemals eine vollkommen ebene, zum Wasserspiegel parallele Fläche bilden kann, vielmehr eine wellenförmige Gestalt annehmen muß, und zwar um so ausgeprägter, je höher der Wasserstand und je größer die Geschwindigkeit der Strömung ist, folgt schon durch Analogieschluß aus den klassischen Untersuchungen von Helmholtz und Stokes über die Wellenbildung an der gemeinschaftlichen Grenzfläche zweier wagerechter, übereinander gelagerter, strömender, d. h. in Bewegung befindlicher Mittel verschiedener Dichte (z. B. von Luft auf Wasser, Wind auf Dünensand u. dergl.).

Ein anschauliches Bild vom Einfluß des Wasserstandes auf die relative, d. h. auf die Pegel-Nullpunktlinie bezogene Höhenlage der Talwegschwellen bietet die in Abb. 3 wiedergegebene graphische Darstellung der täglichen Wasserstände und höchstgelegenen Schwellen der Oberrheinstrecke Straßburg—Lauterburg im Jahre 1907, also kurz vor Inangriffnahme der Niederwasserregulierungsarbeiten dar. Zu Vergleichzwecken sind die gleichnamigen Verhältnisse des Jahres 1925 — also eines Jahres nach der Vollendung der Regulierungsarbeiten — in die Zeichnung mit eingetragen worden.

Dieses Diagramm zeigt deutlich, wie dem Anwachsen der Wasserstände während des Sommerhalbjahres ein Emporsteigen der höchsten Talwegschwellen entspricht und wie dem Abfallen des Wassers eine Vertiefung der Schwellen auf dem Fuße folgt. Wir sehen, daß die lotrechte Verschiebung der höchstgelegenen Schwellen im Laufe des Jahres 1907 sich in einem Intervall von rd. 1,00 m des Straßburger Rheinbrückenpegels auf und ab bewegt, nämlich zwischen den Pegelzahlen + 0,50 m und + 1,50 m, während die Wasserstände innerhalb des Pegelabschnittes + 1,25 m bis + 4,10 m, also in einem Spielraum von 2,85 m an- und abschwellen. Ausdrücklich sei darauf hingewiesen, daß es sich bei dieser bildlichen Darstellung um die jeweils höchstgelegenen der 60 Talwegschwellen der 57,155 km langen korrigierten Rheinstrecke Straßburg—Lauterburg (Lautermündung) handelt, denn diese höchstgelegenen Talwegschwellen sind ja für die Schiffahrt die wichtigsten und allein maßgebenden, da über ihnen die geringste Fahrwassertiefe vorhanden ist, nach der die Abladetiefe der Kähne sich zu richten hat. Was aber von diesen höchstgelegenen Schwellen, die übrigens nicht an

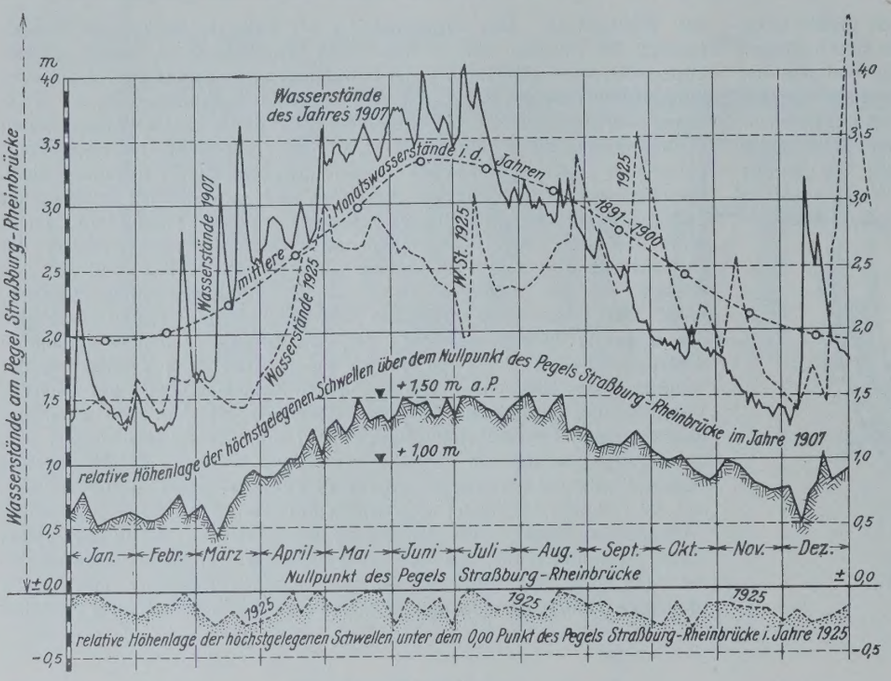


Abb. 3.

eine bestimmte Stromstelle gebunden sind, sondern im Laufe des Jahres immer wieder bei anderen Talwegübergängen ermittelt werden, bezüglich der Veränderung der Höhenlage gilt, hat natürlich auch Gültigkeit für alle anderen bei derselben Talwegpeilung festgestellten Schwellen, die um einige Dezimeter relativ tiefer liegen als die jeweils höchstgelegene Schwelle. Übrigens fanden sich bei den wöchentlich zweimal, in der Regel Montags und Donnerstags ausgeführten, durchgehenden Talwegsondierungen der Rheinstrecke Straßburg—Lauterburg häufig mehrere höchstgelegene Schwellen, die genau die gleiche relative Höhenlage über der Nullpunktlinie des Straßburger Rheinbrückenpegels hatten. Die bei jeder Talwegpeilung ermittelte geringste Fahrwassertiefe der Stromstrecke Straßburg—Lauterburg wurde im Interesse der Schifffahrt jeweils noch am Peiltage durch Veröffentlichung in der Tagespresse und durch Anschlag in sämtlichen Rheinhäfen den Beteiligten bekanntgegeben.

Was hier von dem Verhalten der Talwegschwellen des korrigierten (noch nicht regulierten) Oberrheins unter der Einwirkung veränderlicher Wasserstände gesagt ist, bezieht sich natürlich sinngemäß in gleicher Weise auch auf die Talwegschwellen aller anderen geschiebeführenden Wasserläufe, mögen sich diese noch im natürlichen Urzustande oder in dem der „Korrektion" befinden; der Oberrhein ist in vorliegender Abhandlung stets nur als größtes typisches Vorbild eines korrigierten geschiebeführenden Stromes näher betrachtet und zur besseren Erläuterung zugrunde gelegt worden.

Wie leicht ersichtlich ist, verursachen die Talwegschwellen in den geschiebeführenden Wasserläufen der Schiffahrt große Hindernisse und Beeinträchtigungen; bei Niederwasser machen sie die Schiffahrt ganz unmöglich, und bei höheren Wasserständen verringern sie durch ihre starke Aufhöhung die Fahrwassertiefe und damit die Ladetiefe der Frachtkähne, so daß die Wirtschaftlichkeit des Betriebes häufig in Frage gestellt wird. Die Hauptaufgabe aller hydrotechnischen Arbeiten, die eine Verbesserung der Schiffbarkeit eines geschiebeführenden Flusses anstreben, muß daher in einer dauernden Vertiefung, d. h. Tieferhaltung der Schwellen bestehen. Von einer gänzlichen Beseitigung der Schwellen — etwa durch Wegbaggerung mittels Dampfeimerbagger — kann keine Rede sein, denn die Schwellen entstehen immer wieder von neuem, solange sich Kolke in der kiesigen und sandigen Stromsohle bilden. Eine Vertiefung der Schwellen durch Rechenapparate oder durch Dampfspülbagger — wie hin und wieder vorgeschlagen worden ist und auch heute noch wird — kann überhaupt nicht in Betracht kommen, da mit derartigen Apparaten sich nicht die geringste nützliche Wirkung im gewünschten Sinne erzielen läßt, wie die von der elsaß-lothringischen Wasserbauverwaltung in den Jahren 1894 und 1899 im Oberrhein bei Straßburg angestellten ausgedehnten Versuche augenscheinlich bewiesen haben. Das einzige wirksame Mittel, die Fahrwasserverhältnisse und die Schiffbarkeit eines „korrigierten" geschiebeführenden Wasserlaufes gründlich und andauernd zu verbessern, besteht in der Verbauung der tiefen Kolke durch Grundschwellen und in der Festlegung der wandernden Talwegrinne in einem Niederwasserbett mit schwach geneigten Uferböschungen durch Buhnen, kurz gesagt in der Regulierung des Flusses auf Niederwasser, wie sie ja auch auf der Rheinstrecke Sondernheim (Speyer) — Straßburg in den Jahren 1907—1918 mit dem gewünschten Erfolge ausgeführt worden ist. Wegen der näheren Einzelheiten dieser in hydrotechnischer Hinsicht äußerst beachtenswerten und vorbildlichen Regulierungsarbeiten sei auf den Aufsatz des Verfassers in der „Bautechnik" 1925, Heft 12, S. 129 bis 141, hingewiesen. Da ein Vergleich der relativen Höhenlage der höchstgelegenen Schwellen in der regulierten Stromstrecke mit derjenigen in der unregulierten Strecke von Belang sein dürfte, sind in der obigen bildlichen Darstellung auch die täglichen Wasserstände und die höchstgelegenen Talwegschwellen des Jahres 1925 eingezeichnet worden (gestrichelt). Auf den ersten Blick fällt die außerordentliche Vertiefung der früher so hoch gelegenen Schwellen in die Augen. Im Durchschnitt liegen die Schwellen nunmehr um rd. 1 m niedriger als vor der Stromregulierung. Besonders bemerkenswert ist, daß das Intervall, innerhalb dessen die Höhenlage der höchstgelegenen Schwellen im regulierten Strome sich bewegt, nur noch 30 cm (gegen früher 1 m) beträgt und stets unter der Nullpunktlinie des Straßburger Rheinbrückenpegels verbleibt. Das bei der Sohlengestaltung des unregulierten Stromes gültige Gesetz, wonach die Talwegschwellen mit wachsenden Wasserständen sich erhöhten und mit fallenden Ständen sich vertieften, erscheint hier aufgehoben oder doch wenigstens auf ein Mindestmaß der Wirksamkeit beschränkt zu sein. Dies ist auch erklärlich, denn die Ursachen der hohen Schwellenbildung sind eben durch die Stromregulierung wenn auch nicht ganz beseitigt, so doch erheblich abgeschwächt worden. Das Niederwasserbett hat im Gegensatz zum Korrektionsbett sehr flache Böschungen (1:20), die Kolke sind durch Grundschwellen verbaut und können sich nicht mehr wie früher vertiefen, der Talweg ist durch die Buhnen festgelegt, der Reibungswiderstand der Bettsohle durch die Querbauten erhöht, und das Wasserspiegelgefälle ist infolge der gestreckteren Laufrichtung — im regulierten Niederwasserbett sind nur noch 39 Talwegübergänge statt der früheren 60 des unregulierten Korrektionsbettes vorhanden — ein gleichmäßigeres geworden. So hat die Niederwasserregulierung den Charakter des Stromes in jeder Hinsicht verbessert. Man sieht, daß das Ziel der Regulierung, die Vertiefung und Verbesserung der Fahrwasserrinne, vollkommen erreicht worden ist. Während im Jahre 1907 nur an 180 Tagen Rheinkähne vom Unterrhein nach Straßburg fahren konnten — an den übrigen 185 Tagen war die Fahrt wegen der hochliegenden Talwegschwellen unmöglich —, gibt es nunmehr, d. h. seit Fertigstellung der Stromregulierungsarbeiten, überhaupt keine Unterbrechung der Schifffahrt mehr wegen ungenügender Fahrwassertiefen.

Dieselben Verbesserungen der Fahrwasserverhältnisse, die hier auf der korrigierten Rheinstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg erreicht worden sind, lassen sich mit denselben Mitteln auch bei allen andern geschiebeführenden Wasserläufen — sofern sie eine hinreichende Niederwassermenge führen und ihr relatives Gefälle nicht größer als etwa 0,0015 ist — mit Leichtigkeit erzielen, also auch auf der Oberrheinstrecke Straßburg—Basel, bei der diese Voraussetzungen ja erfüllt sind ($J_{max} = 0{,}0010$ und $Q_{min} = 450$ m³/Sek.) und die schon im Interesse der guten Erhaltung des Fahrwassers unterhalb Straßburgs ebenfalls reguliert werden müßte, um dadurch die Geschiebebewegung und Geschiebezufuhr in günstigem Sinne zu beeinflussen.[1]) Die Diskontinuität in der Geschiebebewegung, wie sie durch die Herstellung eines Rheinwehres bei Kembs und die Ableitung des Oberrheins in einen linksrheinischen Seitenkanal Hüningen (Basel)—Straßburg hervorgerufen werden wird, kann nicht ohne schädliche Folgen für die regulierte Fahrwasserrinne abwärts von Straßburg bleiben.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 23, S. 237 bis 239, „Die Wasserstraße Straßburg—Basel".

Alle Rechte vorbehalten.

Das Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau.

Von Dr.-Ing. ehr. **Lisse**, Bergassessor a. D., Berlin.

Beim Bau der Schwergewichtmauer in der Schwarzenbachtalsperre für das Murgwerk hat die Siemens-Bauunion Berlin die vielfach erörterte Gußbetonbauweise angewandt.[1]) Neuerdings sind weitere Bauten in Gußbeton von anderen Firmen ausgeführt: Doppelschleuse Wesermünde-Geestemünde, Wasserkraftwerk am Inn bei Töging (Innwerk), Staumauer Wäggital (Schweiz), Staumauer Barberine (Schweiz).[2])

In seiner bemerkenswerten Abhandlung[3]) „Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton" betont Regierungs- und Baurat Friedrich Heintze, daß ein großer Vorteil der Gußbetonbauweise in dem schnelleren Bauen liege, weil hierbei größtenteils ungelernte Arbeiter

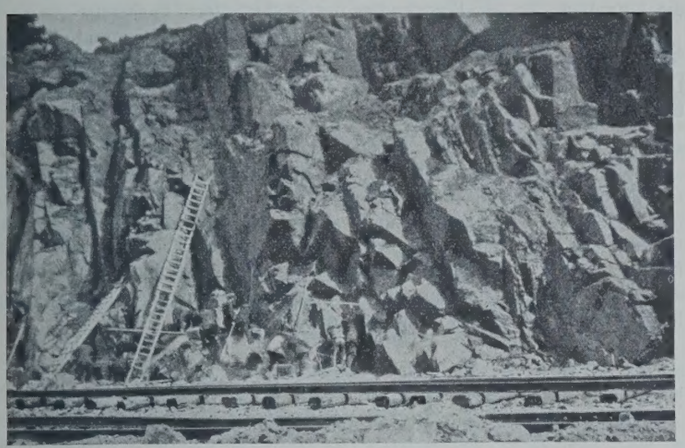


Abb. 1. Vor der Sprengung.

Abb. 2. Nach der Sprengung.

verwendet werden könnten. Dieser Vorteil gegenüber der „aufgelösten" Bauweise werde nicht abgeschwächt durch die Tatsache, daß größere Massen bewegt werden müßten. Beim Bau der Murgwerk-Talsperre ist die Frage der Gewinnung, Heranschaffung und Einbringung der Massen durch neuzeitliche Mittel in vorbildlicher Weise gelöst. Die gesamte Mauermasse von 300 000 m³ wurde bei 350 m Kronenlänge und 65 m Höhe in den beiden Baujahren 1924 und 1925 eingebracht; während z. B. für die Vöhrenbacher Talsperre[4]) bei nur 24 m Höhe und nur 12 000 m³ Eisenbeton fast die gleiche Bauzeit erforderlich war.

Die Gewinnung der Massen wurde beim Murgwerk zwar durch einen in der Nähe liegenden Granitsteinbruch erleichtert; dieser hatte aber eine sehr geringe Längenausdehnung, so daß ein Angriff in breiter Front nicht möglich war. Der Steinbruch erhielt daher eine Unterteilung in drei verschieden hoch gelegene Arbeitsstellen, um die täglich angeforderten Mengen von 1000 bis 1800 m³ Granit gleichzeitig angreifen zu können. Von den etwa 580 000 t Granit wurden hierbei 25 % als Blöcke gewonnen und eingelegt, der Rest zerkleinert zu den Brech- und Mahlanlagen geliefert (Abb. 1 u. 2). Bei der geringen Baulänge des Steinbruches mußte daher an derselben Bruchseite täglich dreimal gesprengt und das anfallende Material sofort möglichst gut zerkleinert werden. Um dieses preiswert und technisch reibungslos zu gestalten, wurde das Sprengen mit flüssiger Luft angewendet, das die Zerkleinerung der anfallenden Blöcke ohne Bohrarbeit gestattet und daher eine sehr große Leistung sicherstellt. Da der Bruch stark zerklüftet war, fiel das Material nämlich stets in großen Blöcken an. Die Lieferung solch großer Mengen an möglichst nur kopfgroßen Steinen war daher nur möglich, wenn in derselben Schießpause das Material nicht nur vom Hang gelöst, sondern auch sofort an Ort und Stelle zerkleinert werden konnte. Nur auf diese Weise konnten die Steine mittels Bagger (2-m³-Löffelbagger) sofort nach der Schießpause

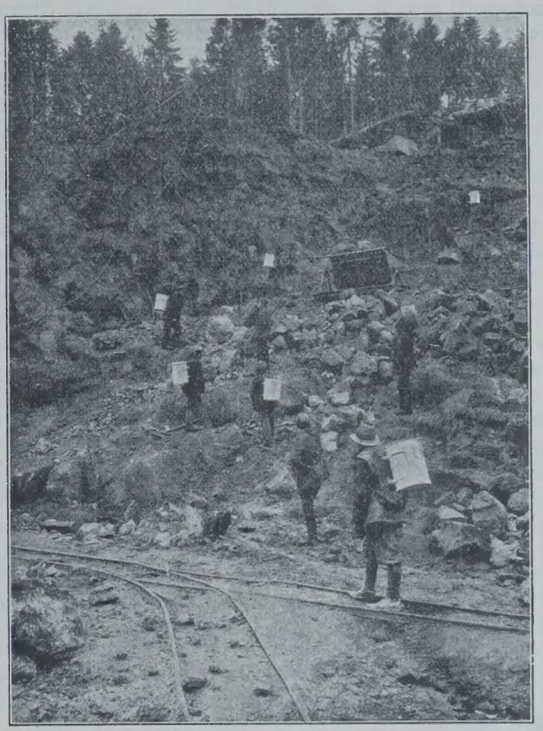


Abb. 3. Sprengkolonne mit Patronen-Transportgefäßen.

abgefördert und das Abbohren eines neuen Abschlages sofort wieder in Angriff genommen werden. Den für das Sprengluftverfahren notwendigen flüssigen Sauerstoff (95 %) lieferten zwei Sprengluftanlagen von je 25 kg stündlicher Leistung (Tagesleistung $2 \times 25 \times 24 = 1200$ kg Sauerstoff), mit denen rd. 1000 kg Sprengstoff aus vorhandener Energie hergestellt werden konnten.

Die Arbeitsweise war so organisiert, daß in der Sprengstunde zuerst die Wand abgeworfen wurde; was etwa 10 bis 15 Min. in Anspruch nahm. Dann wurden sofort die Sprengkolonnen wieder vorgeschickt, jede versehen mit einem Tauchgefäß voll getränkter Sprengluftpatronen (Abb. 3 u. 4). Diese wurden in bekannter Weise oben auf die großen Blöcke gelegt, mit Erde oder dergl. verdämmt und mit Zündschnur zur Detonation gebracht.

Abb. 4.

Infolge der bekannten sehr hohen Brisanz der Sprengluftpatronen,[5]) die durch Verwendung von besonderen Zusätzen noch gesteigert wurde, konnten selbst die größten anfallenden Granitblöcke

[1]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 123.

[2]) Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Von Regierungsbaurat Gaye, Wesermünde. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) V. D. I. 1926, Heft 24, S. 340.

[4]) „Die Bautechnik" 1923, Heft 3, S. 24.

[5]) Lisse, Das Sprengluftverfahren. Berlin. Verlag von Julius Springer.

leicht zerkleinert werden. Auf diese Weise wurde die Schießwirkung bedeutend erhöht und aus dem an sich kleinen Steinbruch trotzdem täglich die geförderte große Menge an Steinmaterial herausgeholt.

Durch die Herstellung der flüssigen Luft an Ort und Stelle unter Benutzung des zur Verfügung stehenden nicht sehr teuren Baustromes konnte gegenüber festen Sprengstoffen nach Angabe der Siemens-Bauunion eine Ersparnis von 25 % neben der Höchstleistung in der Schießwirkung erzielt werden.

Es darf nach den Erfahrungen beim Bau des Murgwerkes angenommen werden, daß die Anwendung des Sprengluftverfahrens sowohl die Kosten herabsetzt als auch den Bau einer Talsperre nach der Gußbetonbauweise beschleunigt.

Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Grund der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **W. Stoltenburg,** Assistent am Lehrstuhl für Statik und Brückenbau, Technische Hochschule Danzig.

Die „Vorschriften für Eisenbauwerke 1925" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft enthalten ein einfaches Berechnungsverfahren mittels der ω-Werte für vollwandige Druckstäbe, lassen jedoch ein befriedigendes Verfahren zur Berechnung von gegliederten Stäben vermissen. Anfragen von verschiedenen Seiten gaben den Anlaß zu nachstehender Arbeit. Die darin abgeleiteten Formeln decken sich im wesentlichen mit denen, die Oberingenieur Faust im „Bauingenieur" 1926, Heft 3, veröffentlicht hat. Die von mir gegebene Ableitung der Formeln gestaltet sich jedoch übersichtlicher, und es sind besonders für die Berechnung der Querkraft einfachere Beziehungen angegeben worden.

Nach den Ausführungen von Krohn in seiner Arbeit „Knickfestigkeit" (Berlin 1923, Wilhelm Ernst & Sohn) kann man näherungsweise

$$(\sigma_k) = \sigma_k \frac{\sigma_k'}{\sigma_s} \tag{1}$$

setzen, wenn man mit (σ_k) die Knickspannung des gegliederten Stabes bezüglich der freien Achse, mit σ_k die Knickspannung des gegliederten Stabes bezüglich der freien Achse, wenn er vollwandig wäre, also eine durchlaufende Verbindung der Einzelstäbe bestände, mit σ_k' die Knickspannung des Einzelstabes und mit σ_s die Spannung an der Streckgrenze bezeichnet.

Wendet man auf diese Formel die Werte an, die der Knickspannungslinie der Reichsbahn entsprechen, so erhält man keine brauchbaren Ergebnisse, da die Reichsbahn für $\lambda < 60$ σ_k konstant $= 2400\ \mathrm{kg/cm^2} = \sigma_s$ setzt. Bei dieser Annahme würde, so lange der Einzelstab einen Schlankheitsgrad < 60 hat, eine Abminderung der Knickpannung des gegliederten Stabes gegenüber dem vollwandigen Stab überhaupt nicht stattfinden, ein Ergebnis, das die Reichsbahn selbst, wie ihre weiteren Vorschriften über die Berechnung gegliederter Stäbe lehren, als nicht zutreffend erachtet.

Um zu brauchbaren, mit der Erfahrung leidlich übereinstimmenden Ergebnissen auf Grund der Reichsbahnvorschriften zu gelangen, wird man von den Werten der zulässigen Druckspannungen, den Werten $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$, der Reichsbahn auszugehen haben. Man muß annehmen, daß ein Bauwerk, in dem die Druckstäbe mit den von der Reichsbahn gegebenen Werten $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$ bemessen sind, wirklich in allen Teilen gleiche Sicherheit besitzt, daß trotz der zahlenmäßig verschiedenen Sicherheiten, mit denen die Druckstäbe berechnet sind, doch unter Berücksichtigung aller Umstände die tatsächliche Sicherheit überall die nämliche ist. Dieses Ergebnis soll ja erreicht werden und wird auch von der Reichsbahn angestrebt. Ob durch die von der Reichsbahn vorgeschriebenen Werte $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$ dieses Ziel wirklich erreicht wird, ist eine Frage, die hier nicht zur Erörterung steht.

Nimmt man die Reichsbahnwerte $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$ in diesem Sinne als zutreffend an, so liegt die Erwägung nahe, die sämtlichen Werte der Gleichung 1 durch die erforderliche Sicherheit zu dividieren, also an Stelle der Bruchwerte die zulässigen Spannungswerte zu setzen. Daß diese Division durch eine zahlenmäßig verschiedene Sicherheit mathematisch nicht einwandfrei ist, versteht sich von selbst. Wenn trotzdem die in dieser Weise abgeänderte Gl. 1 der weiteren Behandlung zugrunde gelegt werden soll, so geschieht dies in der Erwägung, daß die Gl. 1 selbst nur empirischen Wert hat, es also wohl keinen Bedenken unterliegt, hieraus durch Einführung der zulässigen Spannungswerte einen anderen empirischen Ausdruck herzuleiten, von dem sich nachweisen läßt, daß er zu brauchbaren Ergebnissen führt.

Es ergibt sich dann

$$(\sigma_{d\,\mathrm{zul}}) = \sigma_{d\,\mathrm{zul}} \frac{\sigma'_{d\,\mathrm{zul}}}{1400}, \tag{2}$$

und, da allgemein die Knickzahl

$$\omega = \frac{1400}{\sigma_{d\,\mathrm{zul}}}$$

ist, so erhält man die Formel

$$\underline{(\omega_f) = \omega_f\, \omega'}, \tag{3}$$

d. h. die Knickzahl (ω_f) des gegliederten Stabes bezüglich der freien Achse ist gleich der Knickzahl ω_f, die dem Stabe bezüglich seiner freien Achse entsprechen würde, wenn er vollwandig wäre, multipliziert mit der Knickzahl ω', die dem Einzelstabe entspricht. Diese einfache Beziehung bietet die Grundlage für die Berechnung der gegliederten Druckstäbe.

Man wird in folgender Weise vorgehen. Zunächst bestimmt man den Schlankheitsgrad λ_m und die Knickzahl ω_m für die Materialachse des Stabes. Damit der Stab bezüglich beider Achsen die gleiche Knicksicherheit bietet, muß

$$(\omega_f) = \omega_f\, \omega' = \omega_m$$

sein. Würde man den Stab so ausbilden, daß $\omega_f = \omega_m$ wäre, so müßte $\omega' = 1$, also der Schlankheitsgrad des Einzelstabes $\lambda' = 0$ sein, d. h. man müßte die Bindebleche dicht bei dicht setzen. Dieses Ergebnis ist ganz richtig; es besagt: soll der Stab bezüglich der freien Achse wie ein vollwandiger Stab wirken, so muß man ihn eben vollwandig machen. Die Bedingung $(\omega_f) = \omega_m$ kann erfüllt werden, indem man den Stab bezüglich der freien Achse gespreizter ausbildet und dann die zulässige freie Knicklänge der Einzelstäbe so bestimmt, daß

$$\omega' = \frac{(\omega_f)}{\omega_f} = \frac{\omega_m}{\omega_f} \tag{4}$$

ist.

Um einen Vergleich mit anderen Rechnungsarten zu ermöglichen, ist es noch von Belang, den Anteil P' zu ermitteln, der von der Gesamtlast P auf einen der Einzelstäbe entfällt. Aus der Gl. 1 folgt:

$$(\sigma_k)\, F = \sigma_k \frac{\sigma_k'\, F}{\sigma_s}, \tag{5}$$

worin F den Querschnitt des Stabes bedeutet.

Nun ist $$(\sigma_k)\, F = P_k.$$

Wenn mit F' der Querschnitt eines Einzelstabes bezeichnet wird, besteht die Beziehung

$$\sigma_k'\, F' = P_k'$$

und

$$\sigma_k'\, F = P_k' \frac{F}{F'}.$$

Setzt man diese Werte in Gl. 5 ein, so ergibt sich

$$P_k = \frac{\sigma_k}{\sigma_s} P_k' \frac{F}{F'}$$

oder

$$P_k' = P_k \frac{F'}{F} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_k}.$$

Für Druckstäbe, die aus zwei Einzelstäben bestehen, wird $\frac{F'}{F} = \frac{1}{2}$, also

$$P_k' = \frac{P_k}{2} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_k}. \tag{6}$$

Dividiert man nun durch die Sicherheit, so erhält man

$$P' = \frac{P}{2} \cdot \frac{1400}{\sigma_{d\,\mathrm{zul}}}$$

$$\underline{P' = \frac{P}{2} \cdot \omega_f}. \tag{7}$$

Es ist also der Lastanteil P', der auf einen Einzelstab entfällt, gegenüber dem Anteil, den er bei gleichmäßiger Lastverteilung aufzunehmen hätte, vergrößert um die Knickzahl ω_f, die dem Gesamtstabe bezüglich der freien Achse entsprechen würde, wenn er vollwandig wäre. Für die Berechnung eines gegliederten Druckstabes braucht man diesen Wert P' nicht; die Berechnung kann vielmehr mit Hilfe der Gl. 3 bezw. 4 vollständig durchgeführt werden. Nur für den Vergleich mit anderen Rechnungsarten ist die Kenntnis des Lastanteils P' von Wert.

Es sei nun folgende Aufgabe behandelt:

$l = 700$ cm. $\quad P = 75$ t.

Bezüglich der Materialachse genügen dann

$2 \sqsubset 24$ mit $F = 2 \cdot 42{,}3 = 84{,}6\ \mathrm{cm^2}$

und $J_m = 2 \cdot 3598 = 7196\ \mathrm{cm^4}$;

$$i_m = \sqrt{\frac{7196}{84{,}6}} = 9{,}23\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda_m = \frac{700}{9{,}23} = 75{,}8.$$

Diesem Werte entspricht für Flußstahl St 37 nach den Vorschriften der Reichsbahn eine Knickzahl $\omega_m = 1{,}51$.

Da $\sigma_{vorh} = \frac{75000}{84{,}6} = 886$ kg/cm²

ist, so wird $886 \cdot 1{,}51 = 1338$ kg/cm².

Die Spannung bleibt also unterhalb der zulässigen Grenze.

Die ⊏-Eisen seien so weit auseinander gerückt, daß der Abstand der Schwerpunkte ungefähr gleich der Trägerhöhe ist, wodurch man erfahrungsgemäß im allgemeinen brauchbare Ergebnisse erzielt. Macht man den lichten Abstand zwischen den Rücken der Stege 20 cm, so wird der Abstand der Schwerpunkte der Einzelstäbe

$$h = 20 + 2 \cdot 2{,}23 = 24{,}46 \text{ cm}.$$

Dann ist $i_f \approx \frac{h}{2} = 12{,}23$ cm und $\lambda_f = \frac{700}{12{,}23} = 57{,}2$.

Nach Tafel 16 der Vorschriften entspricht diesem Werte eine Knickzahl $\omega_f = 1{,}23$.

Nun muß nach Gl. 4

$$\omega' = \frac{1{,}51}{1{,}23} = 1{,}23$$

sein, welcher Knickzahl ein Schlankheitsgrad $\lambda' = 56{,}6$ entspricht.

Für den Einzelstab ist

$$i' = \sqrt{\frac{248}{42{,}3}} = 2{,}42 \text{ cm},$$

somit ergibt sich die zulässige freie Knicklänge des Einzelstabes zu

$$l' = 2{,}42 \cdot 56{,}6 = 136 \text{ cm}.$$

Es ist noch von Belang nachzuprüfen, ob der Einzelstab mit 136 cm freier Knicklänge nach den Annahmen der Reichsbahn genügende Sicherheit bietet. Nach Gl. 7 ist der auf den Einzelstab entfallende Lastanteil

$$P' = \frac{75}{2} \cdot 1{,}23 = 46{,}1 \text{ t}.$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{46100}{42{,}3} = 1090 \text{ kg/cm}^2.$$

Dem Einzelstabe entspricht die Knickzahl $\omega' = 1{,}23$.

Der Wert $1090 \cdot 1{,}23 = 1340$ kg/cm² zeigt, da er unter 1400 bleibt, daß der Stab genügende Sicherheit besitzt.

Um einen Vergleich mit anderen Berechnungsarten anstellen zu können, ist es erforderlich, die vorhandenen Sicherheiten gegen Knicken zu ermitteln.

1. Das Berechnungsverfahren auf Grund der Vorschriften der Reichsbahn.

Sicherheit gegen Ausknicken um die Materialachse:

$$\sigma_{vorh} = \frac{75000}{84{,}6} = 886 \text{ kg/cm}^2; \quad \lambda_m = 75{,}8.$$

Aus Tafel 16: $\sigma_k = 2271$ kg/cm²

Sicherheit $\nu_m = \frac{2271}{886} = 2{,}56.$

Sicherheit gegen Ausknicken des Einzelstabes:

P' (wie oben) $= 46{,}1$ t

$$\sigma_{vorh} = \frac{46100}{42{,}3} = 1090 \text{ kg/cm}^2; \quad \lambda' = 56{,}6.$$

Aus Tafel 16: $\sigma_k' = 2400$ kg/cm²

$$\nu' = \frac{2400}{1090} = 2{,}20.$$

2. Nach den Krohnschen Formeln.

Man erhält die Krohnschen Formeln, wenn man in die Gl. 1 u. 6 die Werte, die der Tetmajerschen Geraden entsprechen, einsetzt.

Sicherheit gegen Ausknicken um die Materialachse:

$$\sigma_k = 3100 - 11{,}4 \cdot 75{,}8 = 2236 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu_m = \frac{2236}{886} = 2{,}52.$$

Sicherheit gegen Ausknicken des Einzelstabes:

$$P' = \frac{75}{2} \cdot \frac{3100}{3100 - 11{,}4 \cdot 57{,}2} = 47{,}5 \text{ t}$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{47500}{42{,}3} = 1123 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda' = 56{,}6$$

$$\sigma_k' = 3100 - 11{,}4 \cdot 56{,}6 = 2455 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu' = \frac{2455}{1123} = 2{,}19.$$

3. Bei Ersetzung der transzendenten Kurve der Knickspannung zwischen Gleichmaß- und Streckgrenze durch eine Parabel.

Der wirklichen Knickspannung kommt man am nächsten, wenn man die transzendente Kurve durch eine Parabel ersetzt. Für St 37 ist nach den Tetmajerschen Versuchen für $\lambda < 120$ anzunehmen:

$$\sigma_k = 2900 - 0{,}1\,\lambda^2.$$

(Vergl. Krohn, „Knickfestigkeit" S. 66).

Sicherheit gegen Ausknicken um die Materialachse:

$$\sigma_k = 2900 - 0{,}1 \cdot 75{,}8^2 = 2326 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu_m = \frac{2326}{886} = 2{,}62.$$

Sicherheit gegen Ausknicken des Einzelstabes:

$$P' = \frac{75}{2} \cdot \frac{2900}{2900 - 0{,}1 \cdot 57{,}2^2} = 42{,}3 \text{ t}$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{42300}{42{,}3} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_k' = 2900 - 0{,}1 \cdot 56{,}6^2 = 2580 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu' = \frac{2580}{1000} = 2{,}58.$$

In der gleichen Weise wie vorstehend sind noch zwei weitere Stäbe, ebenfalls bestehend aus 2 ⊏ 24 mit einem lichten Abstande der Stege von 20 cm, jedoch mit anderen Gesamtlängen und dementsprechend mit anderen zulässigen Belastungen berechnet. Es ist ein Stab mit $l = 400$ cm und $P = 100$ t und ein Stab mit $l = 920$ cm und $P = 50$ t untersucht worden. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tafel zusammengestellt. Darin bedeutet I: berechnet nach den Reichsbahnvorschriften und den vorstehend entwickelten Gleichungen, II: berechnet nach den Krohnschen Formeln, und III: berechnet unter der Annahme, daß die transzendente Kurve der Knickspannung zwischen Gleichmaß- und Streckgrenze durch eine Parabel ersetzt wird.

Stablänge	Schlankheitsgrad bezüglich der Materialachse	berechnet nach I: Zulässige Belastung	berechnet nach I: freie Knicklänge des Einzelstabes	Sicherheit des Gesamtstabes bezüglich der Materialachse			Anteil der Gesamtlast, der auf den Einzelstab entfällt P'			Sicherheit des Einzelstabes		
				I	II	III	I	II	III	I	II	III
l	λ_m	P	l'									
cm		t	cm				t	t	t			
400	43,3	100	79	2,03	2,20	2,29	53,0	56,8	51,9	1,91	2,03	2,27
700	75,8	75	136	2,56	2,52	2,62	46,1	47,5	42,3	2,20	2,19	2,58
920	99,6	50	191	3,48	3,29	3,20	37,2	34,6	31,1	2,55	2,68	3,10

Man erkennt, daß die Sicherheiten, die sich nach den verschiedenen Rechnungsarten ergeben, nicht wesentlich voneinander abweichen, so daß man, wenn die von der Reichsbahn angenommenen Sicherheiten als zutreffend anerkannt werden, sehr wohl gegliederte Stäbe nach den oben entwickelten kleinen Formeln berechnen kann.

Zu bemerken ist noch, daß die Einzelstäbe mit der Knicklänge l' und dem auf sie entfallenden Lastanteil P' in allen Fällen den Vorschriften der Reichsbahn genügen, wie oben für den Stab mit $l = 700$ cm nachgewiesen ist.

Für Stäbe, bei denen $\lambda > 100$ ist, bedarf es nicht des Nachweises, daß alle Berechnungsarten bezüglich des Knickens um die Materialachse die gleiche Sicherheit liefern, da in diesem Fall für die Knickspannungslinie allgemein die Eulersche Hyperbel der Berechnung zugrunde gelegt wird. Die Sicherheiten der Einzelstäbe ergeben sich allerdings nach den verschiedenen Berechnungsarten verschieden. Um hierfür ein Bild zu erhalten, werde noch ein Stab mit gleichem Querschnitt wie die bisher untersuchten, jedoch mit einer Länge $l = 1380$ cm, $\lambda_m = 149{,}5$ und $\omega_m = 5{,}29$ berechnet. Die zulässige Belastung ergibt sich nach den Reichsbahnvorschriften zu $P = 22$ t. Für die freie Achse wird $\lambda_f = \frac{1380}{12{,}23} = 112{,}8$ und $\omega f = 3{,}01$. Demnach ergibt sich für den Einzelstab $\omega' = \frac{5{,}29}{3{,}01} = 1{,}76$, $\lambda' = 85{,}9$ und $l' = 2{,}42 \cdot 85{,}9 = 208$ cm. Bestimmt man noch zur Kontrolle den Lastanteil, der auf einen Einzelstab entfällt, so ergibt sich $P' = \frac{22}{2} \cdot 3{,}01 = 33{,}1$ t,

$$\sigma_{vorh}' = \frac{33100}{42{,}3} = 782 \text{ kg/cm}^2$$

und $782 \cdot 1{,}76 = 1376$, also < 1400 kg/cm².

Als Sicherheit findet man

$$\nu' = 2{,}80.$$

Nach den Krohnschen Formeln ergibt sich eine Sicherheit von

$$\nu' = 4{,}2$$

und unter Annahme einer Parabel für die Knicklinie zwischen Gleichmaß- und Streckgrenze

$$\nu' = 4{,}6.$$

Man erkennt, daß man sich bei Benutzung der Zahlenwerte der Reichsbahn auf der sicheren Seite bewegt, da sich nach den Rechnungsverfahren II und III höhere Sicherheiten als nach der ersteren Berechnungsart ergeben.

Die Querkraft Q, die im Augenblicke des Ausknickens des Stabes auftritt, sei mit Q_k bezeichnet. Die Kenntnis der Querkraft ist zur Berechnung der Verbindungen zwischen den Einzelstäben erforderlich. Die Größe von Q_k ergibt sich nach Krohn[1]) aus der Beziehung

$$Q_k = P_k \delta \cdot \frac{\pi}{l}. \tag{8}$$

Hierin ist δ die Ausbiegung, die der Stab im Augenblicke des Ausknickens erleidet.

Den Wert δ findet man, wie Krohn in seiner Arbeit „Knickfestigkeit" dargelegt hat, aus der Erwägung, daß ein gegliederter Stab sich infolge der wohl stets vorhandenen geringen Ausmittigkeit des Kraftangriffs, ziemlich unabhängig davon, wie groß diese Ausmittigkeit ist, bis zum Bruche so weit ausbiegt, daß in dem am stärksten beanspruchten Einzelstabe die Knickspannung erreicht wird. Diese Erwägung ergibt die Gleichung

$$\sigma_k' = \frac{P_k}{F} + \frac{P_k \delta}{W}.$$

Hierin ist W das Widerstandsmoment des Querschnitts bezüglich der freien Achse, und zwar in der Weise berechnet, daß die Querschnitte der Einzelstäbe als in den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte wirksam angenommen werden. Da

$$\frac{P_k}{F} = (\sigma_k)$$

gleich der Knickspannung des gegliederten Stabes ist, wird

$$\sigma_k' = (\sigma_k) + \frac{P_k \delta}{W}$$

oder

$$\frac{P_k \delta}{W} = \sigma_k' - (\sigma_k).$$

Setzt man nach Gl. 1

$$\sigma_k' = \frac{(\sigma_k)}{\sigma_k} \cdot \sigma_s,$$

so wird

$$\frac{P_k \delta}{W} = \frac{(\sigma_k)}{\sigma_k}(\sigma_s - \sigma_k).$$

Führt man diesen Wert in Gl. 8 ein, so ergibt sich

$$Q_k = \frac{(\sigma_k)}{\sigma_k}(\sigma_s - \sigma_k)\frac{W}{l}\pi.$$

Man bewegt sich auf der sicheren Seite und erzielt eine wesentliche Vereinfachung, wenn man in diesem Ausdruck für Q_k das Verhältnis $\frac{(\sigma_k)}{\sigma_k} = 1$ setzt. Dann wird:

$$Q_k = (\sigma_s - \sigma_k)\frac{W}{l}\pi.$$

Für einen Stab, der aus zwei Einzelstäben besteht, ist

$$W = h F' = 2 i F',$$

also

$$Q_k = 2\pi(\sigma_s - \sigma_k)\frac{F'}{\lambda_f}. \tag{9}$$

Um die Vorschriften der Reichsbahn auf diese Gleichung anwenden zu können, ist es wieder erforderlich, die Spannungen σ auf die zulässigen Werte zurückzuführen. Dann wird

$$Q = 2\pi(1400 - \sigma_{d\,\mathrm{zul}})\frac{F'}{\lambda_f}. \tag{10}$$

Die Querkraft Q ist hiermit im Verhältnis der zulässigen Spannungen zu den Knickspannungen ermäßigt. Die aus Gl. 9 berechnete Querkraft tritt erst im Augenblick des Bruches auf. Es genügt bei Annahme dieser Kraft, die Querverbindungen so zu bemessen, daß sie erst beim Auftreten dieses Wertes Q_k zu Bruch gehen, d. h. man darf Zugstäbe mit 3700 kg/cm² und Druckglieder mit der Knickspannung beanspruchen.

Benutzt man aber zur Berechnung der Querverbindungen den Wert Q, der sich aus Gl. 10 ergibt, so dürfen in den Verbindungsgliedern nur die zulässigen Spannungen auftreten.

[1]) Krohn, Knickfestigkeit gegliederter Stäbe, Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 561.

Für $\lambda_f < 100$ wird

$$\sigma_{d\,\mathrm{zul}} = 1400 - 0{,}0808\,\lambda_f^2.$$

Hiermit geht Gl. 10 über in

$$Q = 2\pi \cdot 0{,}0808\,\lambda_f^2 \cdot \frac{F'}{\lambda_f}$$

$$= 0{,}507\,F'\,\lambda_f$$

oder

$$Q = 0{,}5\,F'\,\lambda_f. \tag{11}$$

In dieser Gleichung ist F' in cm² einzusetzen, dann erhält man Q in kg.

Für $\lambda_f > 100$ wird

$$\sigma_{d\,\mathrm{zul}} = \frac{1}{3{,}5} \cdot \frac{20\,726\,000}{\lambda_f^2} = \frac{5\,922\,000}{\lambda_f^2}.$$

Dann ist:

$$Q = 2\pi\left(1400 - \frac{5\,922\,000}{\lambda_f^2}\right)\frac{F'}{\lambda_f}$$

$$Q = 8792 \cdot \frac{\lambda_f^2 - 4230}{\lambda_f^3} \cdot F'. \tag{12}$$

Dieser etwas unbequeme Ausdruck läßt sich mit genügender Annäherung vereinfachen. Es wird nämlich für

$\lambda = 100$	$Q = 50{,}7\,F'$
120	$51{,}7\,F'$
150	$47{,}7\,F'$
200	$39{,}3\,F'$.

Wie hieraus zu erkennen, erzielt man genügende Annäherung, insbesondere für $\lambda < 150$, wenn man für $\lambda_f > 100$ allgemein

$$Q = 50\,F' \tag{13}$$

setzt (F' in cm², Q in kg).

Es ist von Belang, die Ergebnisse der Formeln 11 und 13 mit den Ergebnissen anderer Berechnungsarten zu vergleichen.

Die Krohnschen Formeln erhält man, wenn man in Gl. 9 für $\lambda_f < 105$ die Werte der Tetmajerschen Geraden, also $\sigma_s = 3100$ und $\sigma_k = 3100 - 11{,}4\,\lambda_f$ setzt; für $\lambda_f > 105$ ist $\sigma_s = 3100$ und $\sigma_k = \frac{20\,726\,000}{\lambda_f^2}$ einzuführen. Die damit erhaltenen Werte sind aus den oben dargelegten Gründen dann noch im Verhältnis $\frac{1400}{3700}$ zu ermäßigen.

Ersetzt man die transzendente Linie zwischen Gleichmaß- und Streckgrenze durch eine Parabel, so würde in Gl. 9 für $\lambda_f < 120$ der Wert $\sigma_s = 2900$ und $\sigma_k = 2900 - 0{,}1\,\lambda_f^2$ zu setzen sein, während für $\lambda_f > 120$ der Wert $\sigma_s = 2900$ und $\sigma_k = \frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$ anzunehmen ist. Auch diese Werte sind, um einen Vergleich mit den Ergebnissen der Formeln 11 u. 13 zu ermöglichen, noch im Verhältnis $\frac{1400}{3700}$ zu verkleinern.

Die folgende Tafel gibt die Vergleichswerte. Es bedeutet wie in der ersten Tafel die Zahl I: berechnet nach den Vorschriften der Reichsbahn (den vorentwickelten Gl. 11 u. 13), II: berechnet nach den Krohnschen Formeln und III: berechnet unter der Annahme des Ersatzes der transzendenten Linie durch eine Parabel.

λ_f	Querkraft Q nach Berechnungsart		
	I	II	III
10	$5\,F'$	$27\,F'$	$3\,F'$
50	$25\,F'$	$27\,F'$	$13\,F'$
100	$50\,F'$	$27\,F'$	$25\,F'$
120	$50\,F'$	$33\,F'$	$29\,F'$
150	$50\,F'$	$35\,F'$	$32\,F'$
200	$50\,F'$	$31\,F'$	$29\,F'$

Man erkennt aus dieser Tafel, daß die Berechnungsart I im allgemeinen größere Werte Q als die anderen Berechnungsarten liefert, man sich bei ihrer Verwendung also auf der sicheren Seite bewegt. Nur für gedrungene Stäbe, bei denen $\lambda_f < 50$ ist, liefern die Krohnschen Formeln größere Werte. Es ist aber gerade für diese gedrungenen Stäbe die Berechnungsart III wohl zuverlässiger als die Krohnschen Formeln, da die transzendente Linie für kleine Abszissen λ durch die Tetmajersche Gerade weniger gut als durch eine Parabel ersetzt werden kann. Gegenüber der Berechnungsart III liefern die Formeln 11 u. 13 aber durchweg größere Werte.

Über die Verwendung der Querkraft Q zur Berechnung der Vergitterung oder der Bindebleche, durch die die Einzelstäbe miteinander verbunden sind, s. den in nebenstehender Fußnote genannten Aufsatz von Krohn.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. November erschienene Heft 22 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. J. Vinzenz: Der Kohlenbunker der Neudeker Wollkämmerei und Kammgarnspinnerei A.-G. in Neudek. — Otto Graf: Versuche über die Druckelastizität von Basalt, Gneis, Muschelkalk, Quarzit, Granit, Buntsandstein, sowie von Hochofenstückschlacke. — Ing. F. Wagner: Der einseitig eingespannte, frei aufliegende Träger unter Einwirkung eines biegenden Kräftepaares. — Mitteilungen über Eisenbetonbauten im heutigen Rußland. — Neue norwegische Eisenbetonbestimmungen.

Friedrich Lenz 80 Jahre alt. Am 9. November beging der Geheime Baurat und Geheime Kommerzienrat Friedrich Lenz, der bekannte Eisenbahningenieur, seinen achtzigsten Geburtstag. Er hat sich in hervorragender Weise um die Entwicklung der deutschen Klein- und Nebenbahnen verdient gemacht und die vormals deutschen Kolonien durch den Bau von Eisenbahnen zu hoher Blüte gebracht. Er ist der Gründer der Lenz & Co. G. m. b. H. und Aufsichtsratsvorsitzender der A.-G. für Verkehrswesen. Sein Schaffensdrang war viele Jahre lang unermüdlich; erst als an seinem 72. Geburtstage das alte Reich zusammenbrach und unsere Kolonien verlorengingen, zog er sich vom Geschäft auf seinen Privatbesitz in Pommern zurück. Wir wünschen dem verdienten Manne einen noch langen, gesegneten Lebensabend.

Technische Hochschule München. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor der M. A. N., Werk Gustavsburg, Oberingenieur Konrad Jagschitz, in Anerkennung seiner hervorragenden und bahnbrechenden Leistungen auf dem Gebiete des Gasbehälterbaues, insbesondere durch Schaffung des wasserlosen Gasbehälters, der sich in wenigen Jahren in der ganzen Welt durchgesetzt hat.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Ehrenbürgers ist verliehen worden dem Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. ehr. Paul Ehlers in Zoppot in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Technische Hochschule Danzig in mehr als zwanzigjähriger erfolgreicher Tätigkeit.

Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. Zur Frage ihrer Wirtschaftlichkeit. Von Prof. Dr.-Ing. Giese. Berlin SW 68, 1926. Verlag der „Verkehrstechnik". Preis geh. 12 R.-M.

In einem umfangreichen, im Auftrage des Bergbaulichen Vereins verfaßten Gutachten kommt Herr Prof. Giese zu dem Ergebnis, daß der Bau der Städtebahn Köln—Dortmund aus wirtschaftlichen Gründen unterbleiben müsse, da der Betrieb unrentabel ist, während die Studiengesellschaft für die Rheinisch-Westfälische Städtebahn zu dem entgegengesetzten Ergebnis kommt.

Herr Prof. Giese betont, daß als Grundlage für die Wirtschaftlichkeitsberechnung zunächst das Anlagekapital der Bahn zu ermitteln ist. Auf S. 22 des Gutachtens erklärt Herr Giese, daß er die Anlagekosten „an der Hand eines Meßtischplanentwurfes und nach Bereisung der Strecken unter der Annahme, daß der Baugrund im allgemeinen gut ist, zu 400 Mill. R.-M. veranschlagt hat".

Diese Kosten hat die Studiengesellschaft unter Berücksichtigung der Baustoffpreise und der Arbeitslöhne im April 1926 zu 312 Mill. R.-M. ermittelt, nachdem sie sich durch zahlreiche Bohrungen Aufschluß über die Beschaffenheit des Baugrundes verschafft hat und unter Hinzuziehung von Sachverständigen im Bau von Stadtschnellbahnen Entwürfe für fast alle Bauwerke hat aufstellen lassen und auf Grund sehr umfangreicher Massenberechnungen die Kosten für jedes Bauwerk ermittelt hat.

Diese Arbeit hat Herr Prof. Giese in einem Vortrage, den er im Oktober im Ruhrländischen Architekten- und Ingenieurverein in Essen gehalten hat, für eine vage Schätzung erklärt. Ist die von der Studiengesellschaft ermittelte Summe richtig, so ändern sich die Berechnungen des Herrn Prof. Giese grundlegend, da der Zinsendienst eine hervorragende Rolle bei der Wirtschaftlichkeitsberechnung spielt.

Der Wert des Gieseschen Gutachtens liegt in dem umfangreichen statistischen Material, das ihm von der Reichsbahn zur Verfügung gestellt worden ist, und das bisher der Studiengesellschaft vorenthalten worden ist. Jetzt ist die Studiengesellschaft in der Lage, auf Grund amtlicher Angaben ihre Rentabilitätsberechnung nachzuprüfen.

Auf die weiteren Ausführungen des Herrn Prof. Giese einzugehen, erübrigt sich, da die Grundlage, die Ermittlung der Anlagekosten, nicht als zutreffend anerkannt werden kann. Günthel.

Die Treidelschwebebahn. In den letzten Jahren ist eine ganze Reihe von Verbesserungen des Schiffsantriebes bekanntgeworden, die darauf hinausgehen, den Wirkungsgrad der Schraube zu erhöhen. Eine Grenze in diesen Bestrebungen ist durch den Umstand gegeben, daß der Wirkungsgrad einer Schiffschraube vorwiegend vom Belastungsgrade abhängig ist[1]) und man, um beim Schleppen von Kähnen Wirkungsgrade von 70 % und darüber zu erreichen, vom Schleppdampferantriebe zur Treidelei übergehen muß.

Außer der an französischen Kanälen und früher auch an deutschen Wasserstraßen üblichen Treidelei mit Zugtieren hat man — z. B. am Teltowkanal — Elektrizität und Motorlokomotiven oder — am Rhein-Rhône-Kanal — Raupenschlepper mit Motorantrieb zum Treideln verwandt. Diese Treidelarten haben den Nachteil, daß die Kanalufer für die Gleise bezw. die Treidelwege frei bleiben müssen und sich für den Bau von Brücken Schwierigkeiten ergeben.

Ein anderes Treidelverfahren, das bereits verschiedentlich vorgeschlagen worden ist, hat A. H. Müller auf seine Brauchbarkeit hin rechnerisch und mit Hilfe einer Versuchstrecke auch praktisch untersucht. Nach einer Mitteilung in den VDI-Nachrichten, Heft 41, schlägt er eine Treidelschwebebahn vor, die die Ufer frei läßt und bei ausreichendem Verkehr wesentliche Ersparnisse gegenüber dem Schleppdampferbetriebe erwarten läßt.

Die Anlage besteht, wie die Abbildung zeigt, aus Stützböcken, die in 150 bis 200 m Abstand quer über dem Kanal aufgestellt werden. An ihnen ist ein Hängefachwerk befestigt, das in etwa 6,5 m Höhe über dem Wasserspiegel in 3 bis 5 m Abstand zwei Schienen aus I-Profilen für die Fahrt in den beiden Richtungen trägt. Unter Brücken sind die Schienen so zu verlegen, daß die Zugmaschinen neben den Kähnen fahren können. In breiten Kanälen, wo die Stützböcke nicht über dem Kanal aufgestellt werden können, sind sie in den Kanal zwischen die Fahrschienen zu stellen. Auf den Schienen bewegen sich mit Strom von 800 V betriebene elektrische Zugmaschinen von 20 bis 30 PS e Leistung, 775 bis 1160 kg Zugkraft bei 7 km/Std. Geschwindigkeit und 2,25 t Gewicht, das sich aber durch Verwendung von Leichtmetall und konstruktive Änderungen gegenüber der Versuchsmaschine noch verringern läßt.

Der Betrieb der Zugmaschinen ist so gedacht, daß sie mit Schaltvorrichtungen versehen werden, die der Schiffer vom Kahne aus bedienen kann. Die Zugtrosse greift an einem Zugbügel an, der so eingerichtet ist, daß die Zugkraft nach allen Richtungen wirken kann, was mit Rücksicht auf das Ausweichen erforderlich ist.

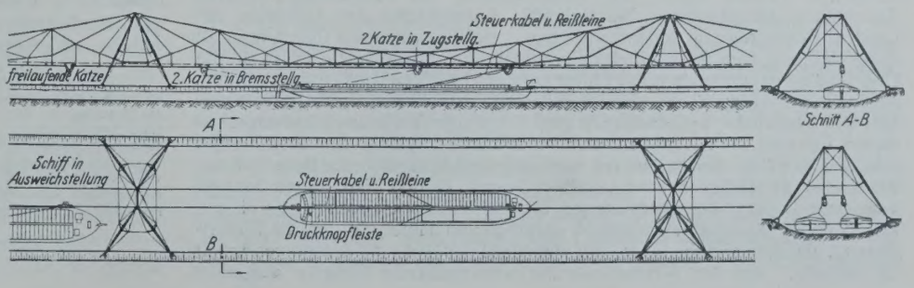
Bei der in Hamburg gebauten Versuchstrecke von 300 m Länge wurde festgestellt, daß die Durchbiegungen der Schiene sehr gering sind. Das Hängefachwerk wirkt in der senkrechten Ebene wie ein starrer Träger, dabei kann es jedoch seitliche Bewegungen ausführen, was beim Ausbiegen von Vorteil ist.

Bei dem hohen Wirkungsgrade von 75 % und mehr der elektrischen Zugmaschinen und ihrem geringen Preise gegenüber Schleppdampfern liegt es auf der Hand, daß die Treidelschwebebahn wirtschaftlich arbeiten kann, wenn die Tilgungs- und Instandhaltungskosten der Schwebebahn selbst für die Schiffahrt erträglich sind. Müller veranschlagt nach den Erfahrungen bei der hamburgischen Versuchstrecke die Anklagekosten der Treidelschwebebahn einschließlich Bauleitungskosten und Zinsen während der Bauzeit zu 85 000 M/km.

Die Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. (Schluß.) Die Frage der zulässigen Wassergeschwindigkeit in Kraftwasserstraßen sowie die Zulassung einer Aufspeicherung in den einzelnen Haltungen zum Zwecke einer besseren Kraftnutzung nahm auch in der Aussprache über den Punkt A der Sondertagung einen breiten Raum ein. Während von einigen Vertretern der große Wert einer Aufspeicherung im Interesse der Wasserkraftnutzung betont wurde, führten andere, insbesondere Ministerialrat Hoebel aus, daß bereits durch die Schleusungen eine für den Betrieb der Schiffahrt recht ungünstige Unregelmäßigkeit in die Wasserhaltungen der Kraftwasserstraßen gebracht würde. Bei einer Zulassung der Wasserspeicherung und einer unregelmäßigen Verarbeitung des Wassers durch die Kraftwerke würden die Wasserhaltungen derartige Schwankungen aufweisen, daß der Betrieb der Schiffahrt schwer beeinträchtigt werden würde. Die deutsche Reichswasserstraßenverwaltung, die den Schiffahrtbetrieb auf den Wasserstraßen in erste und die Kraftnutzung in zweite Linie stellt, sei daher entschlossen, nur eine regelmäßige Wassernutzung durch die Kraftwerke zuzulassen. In der weiteren Aussprache kam man u. a. auch darauf zu sprechen, daß die Wirkungsgrade der Turbinen nach den amerikanischen Berechnungen sich um einige Prozent höher stellen als nach den bei uns üblichen.

Über den Austausch elektrischer Energie zwischen den Ländern führt der Generalberichterstatter Prof. Landry aus, daß der Austausch sich noch im Anfangsstadium befinde. Alle Länder werden gewinnen, wenn sie den Austausch über ihre Grenzen erleichtern. Ein besonderes Interesse haben diejenigen Länder, die reich an Wasserkräften sind, da durch die Ausfuhr eine vollkommenere Ausnutzung ermöglicht wird, aber auch die anderen Länder haben Vorteil von dem Bezuge billigerer Energie. Wichtig ist eine Vereinheitlichung in den Spannungen der Übertragungsleitungen. Nach Direktor Krarup, Kopenhagen, sind bei den skandinavischen Ländern die Voraussetzungen für einen Austausch gegeben. Von Südschweden ist ein Kabel durch den Sund nach Seeland gelegt worden. Verhandlungen über Abgabe größerer Energiemengen aus dem an Wasserkräften reichen Norwegen durch Schweden hindurch nach dem an Energiequellen armen Dänemark sind bereits geführt, aber infolge Rückgangs der Kohlenpreise wieder abgebrochen. Nach Mitteilung des Dänen Angelo wird das Kabel zwischen Schweden und Seeland in Zeiten der Wasserknappheit in Schweden auch ausnahmsweise dazu benutzt, um elektrische Energie aus den Dampfkraftwerken Dänemarks nach Schweden überzuführen. In Lauffenberg a. Rh. kann heute schon Braunkohlenstrom aus dem rheinisch-westfälischen Goldenbergwerke mit Wasserkraftstrom aus schweizerischen Kraftwerken ausgetauscht werden. Die Versammlung stimmte dem Generalberichterstatter zu, wonach der Zusammenschluß der Leitungsnetze innerhalb der einzelnen Länder und zwischen verschiedenen Ländern als nützlich anerkannt wird und der Zusammenschluß im Interesse der besseren Ausnutzung der Elektrizitätswirtschaft nach Möglichkeit von den Regierungen erleichtert werden solle.

Über die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen hydraulisch und thermisch erzeugbarer elektrischer Energie und die Bedingungen, unter



[1]) Schmidt, Zusammenfassende Darstellung von Schraubenversuchen. Berlin 1926. VDI-Verlag.

denen eine Zusammenarbeit von Vorteil ist (Punkt B) führte der Generalberichterstatter Dr. h. c. A. Nizzola, Präsident der A.-G. Motor-Columbus in Baden, u. a. folgendes aus: Der amerikanische Bericht kommt zu der Schlußfolgerung, daß die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen beiden Energieerzeugungsarten von so verschiedenen Umständen und Faktoren abhängig sind, daß allgemein gültige Regeln nicht aufgestellt werden können. In dem unter dem Vorsitze v. Millers ausgearbeiteten deutschen Berichte ist ausgeführt, daß bei dem Bayernwerk der künftige Leistungsbedarf so gedeckt werden soll, daß die Grundbelastung von 100000 kW durch Laufkraftwerke mit Tagesspeicherung, die folgenden 100000 bis 150000 kW mit 14- bis 16stündiger Benutzungsdauer durch Dampfanlagen und schließlich die 50000 kW an der Spitze des Diagramms mit nur sieben Stunden täglicher Benutzungsdauer durch Speicherwerke mit Jahresspeicherung übernommen werden. Der Wert der Energie wird in zwei Glieder zerlegt, den Leistungspreis für die vom Werke jederzeit zur Verfügung gestellte Leistung und den Arbeitspreis für jede wirklich gelieferte kWh. Hiernach werden die vorhandenen Kraftwerke in Bayern für die gelieferte Energie bezahlt.

In dem österreichischen Berichte ist an Hand des Energiewirtschaftsprogrammes Steiermarks das Zusammenarbeiten von Laufwerken, Speicherwerken, Dampfwerken und mit Hochofengasen betriebenen Werken zur Versorgung eines ausgedehnten Gebiets geschildert worden.

Der französische Bericht teilt mit, daß in Frankreich im Jahre 1923 rd. 3400 Mill. kWh hydraulisch und rd. 4000 Mill. kWh thermisch erzeugt worden sind. Weiter wird angegeben, daß bei dem derzeitigen Zinsfuße von 10,5 % in Frankreich ein Flußkraftwerk nur wirtschaftlich sei, wenn die jährliche Benutzungsdauer beispielsweise bei einer Entfernung von 300 km des Verbrauchsortes vom Kraftwerke mindestens 5000 Stunden beträgt. Nach dem schwedischen Berichte von Enström überschreitet die Benutzungsdauer der Wasserkraftwerke dank der natürlichen Abflußregelung der schwedischen Flüsse, des Energieaustausches zwischen den einzelnen Werken und endlich des Vorhandenseins von Abnehmern, deren Energiebedarf der vorhandenen Kraft angepaßt werden kann, 6000 Stunden im Jahre. Die geplante Regelung des Vänersees wird den Ausgleich während der jährlichen Niederwasserperiode sichern und auch den Ausfall außergewöhnlich trockener Jahre decken. Der schweizerische Bericht von Büchi kommt zu dem Ergebnisse, daß die Spitze des Kraftdiagrammes mit weniger als 2000 bis 2500 Stunden Benutzungsdauer im Jahre wirtschaftlicher durch Dieselmotoren als durch Wasserkraft gedeckt werden kann und daß der Dieselmotor auch als Reserve für besonders trockene Jahre geeignet ist. Der schweizerische Bericht von Neeser betont die Bedeutung einer besseren Ausnutzung der Wasserkraftanlagen, insbesondere bei Niederdruckwerken. Der Ersatz alter Turbinen durch neue kann eine wesentliche Steigerung der Energieerzeugung, in gewissen Fällen auf das Doppelte bewirken.

Der Generalberichterstatter kommt u. a. zu dem Ergebnisse, daß in einem über reichliche Wasserkräfte verfügenden Lande diese berufen bleiben, die Hauptquelle elektrischer Energie zu bilden, daß hierbei aber einer jeden Kraftanlage weniger die Versorgung eines bestimmten geographischen Gebiets zukommt, als vielmehr die Übernahme desjenigen Teils des allgemeinen Belastungsdiagrammes, für den sie sich ihrer Natur nach am besten eignet.

In der Aussprache über thermisch und hydraulisch erzeugte Energie wurde auf die Schwierigkeiten hingewiesen, die entstehen, wenn man die Wärmekraftwerke nur als Aushilfe vorsehen und in anderen Zeiten stillstehen lassen will. Von schwedischer Seite aus wurde angegeben, daß trotz des Reichtums an Wasserkräften in der wasserarmen Winterzeit die Dampfkräfte der Zellulose- und Papierfabriken herangezogen werden müssen. Von japanischer Seite wurde mitgeteilt, daß in Japan die geringen vorhandenen Kohlenvorräte in nicht allzulanger Zeit erschöpft sein werden und die Ausnutzung der Wasserkräfte daher eine sehr dringende Forderung sei. Erst ein Viertel der vorhandenen Wasserkräfte Japans werden zurzeit erfaßt. Die wichtigsten Wasserkräfte seien von den Gebieten des Energieverbrauchs weit entfernt, so daß die Ausnutzung der Wasserkräfte dadurch erschwert werde.

Über den Punkt D, „Anwendung der Elektrizität in der Landwirtschaft", hat F. Ringwald, Direktor der Zentralschweizerischen Kraftwerke Luzern, einen Generalbericht erstattet.

Zur Elektrisierung der Eisenbahnen (Punkt E) hat der Generalberichterstatter Dr. E. Hubar, Stockar, gew. Chef der Abteilung für Elektrisierung der schweizerischen Bundesbahnen, Bern, ausgeführt, daß die Elektrisierung im Energiehaushalte der Welt im Sinne der Sparsamkeit wirke. Die elektrischen Betriebe stehen nicht nur in der Gunst des Publikums, sondern auch des Personals. Eine Elektrisierung sei später niemals bereut worden, und in keinem Falle sei je die Rückkehr zum Dampfbetriebe in Erwägung gezogen. Die meisten Elektrisierungen seien von Staatseisenbahnen vorgenommen. Der Staat kann dafür volkswirtschaftliche Gründe haben, wie Einschränkung der Kohleneinfuhr durch Ausnutzung einheimischer Wasserkräfte, Entwicklung der Industrie des Landes, Beschäftigung der Industrie usw. Bei Privatbahnen findet man oft Zurückhaltung, weil für sie Elektrisierungen nur lohnend seien, wenn sie die Überschüsse der Rechnungsabschlüsse voraussichtlich bald vergrößern würden. Auch ist der Aufwand an Kapital sehr beträchtlich und macht den Haushalt der Eisenbahn empfindlicher gegen etwaige Verkehrsrückschläge. In vielen Ländern ist ein bestimmtes einheitliches System der elektrischen Betriebe gewählt, nur Italien sei noch ungewiß bezüglich der Beibehaltung des früher gewählten Systems, während man in den Vereinigten Staaten von einer Lösung der Systemfrage anscheinend noch weit entfernt sei. Durch diese Ungewißheit entsteht natürlich ein Hindernis für die Elektrisierung, da man Gefahr laufe, mit der Wahl des Systems später vereinzelt zu bleiben. Wo der Wettbewerb der verschiedenen Systeme aufgehört hat, wird anerkannt, daß es für den Erfolg der Elektrisierung weniger auf die Wahl des Systems als auf die Güte der Ausführung ankommt.

Die Elektrisierung von Bahnstrecken wird häufig technisch erzwungen, um in langen Tunnelstrecken und in Großstädten die Rauchplage zu vermeiden, gleichgültig ob die Elektrisierung auch wirtschaftlich ist. Der elektrische Betrieb ist um so vorteilhafter als der Dampfbetrieb,

1. je dichter der Verkehr,
2. je teurer die Kohle,
3. je billiger die elektrische Energie,
4. je teurer die Arbeit und Präsenz des Personals,
5. je stärker und zahlreicher die Steigungen,
6. je geringer der Zinsfuß des Elektrisierungskapitals

ist. Nach den Zusammenhängen 1 bis 4 wird sich die Lage des elektrischen Betriebes gegenüber dem Dampfbetriebe mit der Zeit bessern. Die Entwicklung der Elektrisierung wird um so rascher vor sich gehen, je mehr der oben angeführten Gründe für sie gegeben sind. In der Aussprache wurde u. a. ausgeführt, daß die Elektrisierung eine wesentliche Geschwindigkeitserhöhung ermögliche ohne entsprechende Unkostenerhöhung. Von italienischer Seite wurde gesagt, daß Italien sich ebenso wie die Schweiz von der Einfuhr ausländischer Kohle unabhängig machen wolle und daher auch die Elektrisierung unter Ausnutzung der vorhandenen Wasserkräfte in neuerer Zeit bereits große Fortschritte gemacht habe. Frankreich habe zuerst den Weg eingeschlagen, für die Eisenbahn und die Industrie ein einheitliches Stromübertragungsnetz zu wählen. Diesem Vorgehen scheine sich auch neuerdings Italien anschließen zu wollen.

Die vorstehenden Ausführungen können nur einen flüchtigen Überblick über das umfangreiche Material geben, das auf der Sondertagung der Weltkraftkonferenz von berufensten Fachleuten in den Berichten und Generalberichten zusammengetragen worden ist. Der deutsche Fachmann auf dem Gebiete der Kraftnutzung und insbesondere Wasserkraftnutzung wird bei dem Studium der Berichte viel Anregung bekommen und über die neuesten Fortschritte in anderen Ländern einen Einblick erhalten, den er aus Zeitschriften sich schwer verschaffen kann.

Am 4. September fuhren die Konferenzteilnehmer in zwei Sonderzügen auf der Gotthardbahn nach Göschenen, wobei sie das an der Reuß gelegene Hochdruckwerk Amsteg besichtigten. Hierbei konnten sie die Vorzüge der Elektrisierung der tunnelreichen Bahnstrecke aus eigener Anschauung kennenlernen. Von den schweizerischen Bundesbahnen werden bereits 1000 km der verkehrsreichsten Strecken elektrisch betrieben, Ende 1928 sollen es über 1500 km sein. Das gesamte Netz mit rd. 2900 km Länge soll nach einem Beschlusse vom Jahre 1913 auf elektrischen Betrieb umgestellt werden. Es wird Einphasen-Wechselstrom von $16^2/_3$ Perioden mit einer Fahrdrahtspannung von 15000 V verwendet. Die Kraftwerke für die Erzeugung der Energie werden von den Bundesbahnen selbst gebaut und betrieben. Der Energiebedarf für das gesamte Bahnnetz ist für einen Verkehr von rd. 12000 Mill. tkm (im Jahre 1913) zu rd. 500 Mill. kWh berechnet worden. Für die bis Ende 1928 fertiggestellten 1566 km werden etwa 350 Mill. kWh gebraucht. Hierfür sind die beiden Kraftwerkgruppen Amsteg-Ritom und Barberine-Vernayaz erbaut worden mit einer gesamten Dauerleistung von rd. 74000 PS. Die Werke Amsteg und Vernayaz sind Flußkraftwerke, während Ritom und Barberine Speicherwerke sind. Für die Kraftübertragung werden Hochspannungsleitungen von 132000 und 66000 V angelegt.

Goslar. Momber, Regierungsbaurat.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schräge Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern ins Grundwasser. (Kl. 84c, Nr. 433408 vom 8. 1. 1925 von Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles., Tiefbau-Abteilung in Berlin-Wilmersdorf.) — Um die bisherige unwirtschaftliche ausschließlich senkrechte Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern ins Grundwasser zu vermeiden, wird eine schräge Druckluftgründung geschaffen, indem man dem abzusenkenden Körper je eine nach hinten geneigte (schräge) vordere und hintere Begrenzungsfläche gibt und ihn in schräger Richtung sich gegen die Erde anlehnend unter Erdaushub bei Drucklufttrockenhaltung absenkt. Leitschienen sind entbehrlich, denn der Körper geht infolge seiner schrägen Form schräg hinab.

Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungsbaurat i. e. R. Wilhelm Hassenstein in Königsberg i. Pr. ist vom preußischen Staatsministerium die Rettungsmedaille am Bande verliehen worden.

Der Privatdozent in der Fakultät für Bauwesen an der Technischen Hochschule Berlin, Dr.-Ing. E. Schwerin, ist zum nichtbeamteten außerordentlichen Professor ernannt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Karl Jaffke und Alfred Feyerabend (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. (Schluß.) — Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen. — Das Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau. — Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Grund der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Friedrich Lenz 80 Jahre alt. — Technische Hochschule München. — Technische Hochschule Danzig. — Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. — Treidelschwebebahn. — Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Basel. (Schluß.) — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 26. November 1926 Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Einlagesteine in Gußbetontalsperren.

Von Regierungs- und Baurat **Friedrich Heintze,** Oberingenieur der Siemensbauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin.

Die Möglichkeit, in Schwergewichtstalsperren, die aus Gußbeton gebaut werden, große Einlagesteine einzubringen, hängt zunächst von dem zum Bauen zur Verfügung stehenden Gestein ab. Fällt dieses Gestein beim Abschießen im Steinbruch in großen, rundlichen Stücken zahlreich an, so besteht die Möglichkeit des obengenannten Bauverfahrens. Zersplittert der Stein schiefrig oder auf andere Weise in zu kleine Stücke, so kommen Einlagesteine nicht in Frage, weil kleine Einlagesteine ein wirtschaftliches Einbringen nicht ermöglichen.

Abb. 1. Einbringung von Einlagesteinen in den Gußbeton der Schwarzenbachtalsperre.

Die technischen Vorteile der Einlagesteine in Gußbeton sind: Zementersparnis, Ersparnis der Zerkleinerungsarbeit des Gesteins, gute Verbindung der einzelnen Betonblöcke der Mauer in den Arbeitsfugen gegen wagerechte Kräfte, Erhöhung des Raumgewichtes der Mauer und daher Verkleinerung des erforderlichen Mauerquerschnittes und Verminderung der Abbindewärme des Gesamtbauwerkes.

Eine grundlegende Voraussetzung ihrer Verwendung ist noch das gewählte System der Gußbetonherstellung. Werden Gießrinnen zum Einbringen des Gußbetons angewandt, so ist der Raum über der Baugrube durch die Aufhängung dieser Rinnen und diese selbst ziemlich beansprucht, und das Einbringen der großen Steine durch Derricks oder Kabelkrane wird zu Störungen und Erschwernissen führen. Daher ist die Einbringung der Einlagesteine am vorteilhaftesten, wenn der Beton auch durch frei schwebende Gefäße an Kabelkranen oder Derricks eingebracht wird.

Nachteile bei der Verwendung von Einlageblöcken in Gußbeton sind bisher nicht bekanntgeworden, wenn man nicht den kleinen Nachteil, der bei der Einbringung der Steine in der Nähe der Schalung entsteht, anführen will. Die eingebrachten Steine gefährden manchmal die Schalung und zerstören ihre Verankerung, wenn diese nach innen angebracht ist.

Abb. 2. Eingebrachte kleinere Einlagesteine, die bereits die Möglichkeit von Steinnestern zeigen.

Abb. 3. Laden der Einlagesteine im Steinbruch.

Die Anwendung der Einlagesteine ergibt sich daher ausschließlich aus wirtschaftlichen Überlegungen, d. h. es ist festzustellen, ob der besondere Aufwand für die Einbringung der Einlagesteine und die Erschwernis, zweierlei Baustoffe befördern zu müssen, teurer als reiner Betoneinbau ist oder nicht.

Beim Bau der Schwarzenbachtalsperre im Schwarzwald, den die Siemensbauunion ausführte, wurden zum Einbringen des Gußbetons Kabelkrane verwandt und auch die Einlagesteine mit diesen eingebracht. Die praktischen Erfahrungen dieses Verfahrens, das hier zum ersten Male in Deutschland in größerem Maßstabe Verwendung fand (Abb. 1), ergaben folgendes:

Die Gewinnungskosten des Gesteins im Steinbruch waren für das zu Schotter und Sand zu verarbeitende Gestein und für die Einlagesteine gleich. Als Einlagesteine wurden im allgemeinen Steine nicht unter 0,1 m^3 und bis 2 m^3 Größe verwendet. Das Laden der beiden Steinsorten war gleich teuer, ebenso die Beförderung zur Sperre. Die Einlagesteine

wurden gewaschen und dann in den Gußbeton versenkt. Alles andere Gesteinsmaterial wurde vorgebrochen, gewaschen, nachgebrochen, zu Sand gemahlen, sortiert, zu Beton verarbeitet und dann eingebracht. Für einen Vergleich sind die Kosten hierfür, aber ohne Schalungskosten, heranzuziehen. Bei den Kosten der Betonherstellung sind noch zu berücksichtigen: die Zementtransportkosten, Zementlagerungs- und -abwiegekosten.

Es hat sich ergeben, daß die Kosten der vorgeschilderten Arbeit für die Einlagesteine für 1 m³ nur rd. 50 % der Kosten des Gußbetons betrugen. Hierbei ist die eingetretene Zementersparnis nicht berücksichtigt.

Die wichtigste Voraussetzung dieses für die Einlagesteine so günstigen Ergebnisses ist, daß sie eine bestimmte Menge des Gesamtmauerwerkes ausmachen, und zwar hat sich das vorgenannte Verhältnis bei einer durchschnittlichen Einbringungsmenge von rd. 25 % Einlagesteinen der Gesamtmauerwerkmasse im Jahre 1925 ergeben. Im Jahre 1924 konnten aus Gründen, die nicht in der technischen Aufgabe lagen und hier nicht erörtert werden sollen, nur wesentlich weniger Einlagesteine (rd. 17 %) eingebracht werden, und in dieser Zeit ergab sich für 1 m³ Einlagesteine ein höherer Wert als für den Beton. Gleiche Kosten für beide Bauteile werden sich, immer die Verhältnisse der Schwarzenbachtalsperre vorausgesetzt, die aus zahlreichen Veröffentlichungen bekannt sind, bei rd. 19 % Einlagesteinen der Gesamtmasse ergeben. Eine Erhöhung des Prozentsatzes über 19 % macht das Bild für die Einlagesteine günstiger und erreicht bei 25 % den obengenannten günstigen Wert.

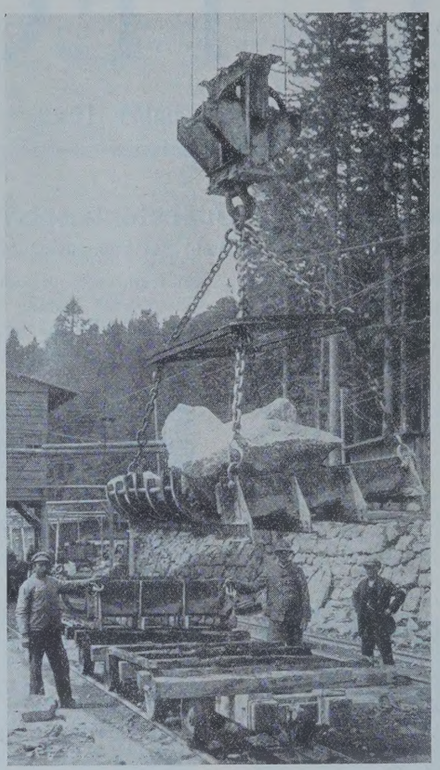


Abb. 4. Abheben des Steinkorbes vom Unterwagen durch einen Kabelkran.

Technisch möglich ist es, 30 % Einlagesteine einzubringen. In der amerikanischen Literatur treten Angaben von wesentlich höheren Prozentsätzen auf, doch müssen diese stark bezweifelt werden. Steine in der Größe von 0,1 bis 2 m³ haben einen Auflockerungskoeffizienten von 50 bis 60 %. Es ist bei dichter Berührung dieses Gesteins praktisch nur möglich, etwa 40 % Gußbeton zwischen sie einzubringen. Eine so enge Lagerung der Einlagesteine darf in einer Sperrmauer nicht stattfinden, und die Grenze von 30 % wird daher unter Berücksichtigung der praktischen Erfahrung Höchstwert sein. In Schwarzenbach war es möglich, in einem Monat etwas über 27 % Steine einzubringen. Es ist leicht erklärlich, daß bei der Neuheit des Verfahrens beim Gußbetontalsperrenbau in Deutschland die Bauaufsicht besonders strenge Anforderungen bei der Einbringung der Steine stellte. Es wurde ängstlich darauf gesehen, daß die Steine sich nicht berührten, und daß keine Steinnester entstanden. Steinlagerungen wie in Abb. 2 dargestellt galten bereits als gefährlich und mußten vermieden werden, obwohl Nachprüfungen solcher ausgegossenen Steinlagen ihre vollständige Umhüllung mit Gußbeton ergab. Abb. 1 zeigt, wie normalerweise die Dichte der Verteilung der Einlagesteine stattfand. Wenn sich das Vertrauen zu der Bauweise erst gesteigert haben wird, ist eine Einbringung von 30 % sicher möglich, darüber hinaus aber wird es schwierig sein, die Berührung der Steine und Steinnester mit Hohlräumen zu verhindern.

Um den Prozentsatz der eingebrachten Steine möglichst hoch zu halten, müssen tunlichst nur große rundliche Steine von rd. 2 m³ Größe eingebracht werden, da die kleineren mehr Gußbeton zu ihrer sicheren Umhüllung gebrauchen. Die Anzahl der zu gewinnenden Steine günstiger Abmessungen ist eine Funktion der Länge der zur Verfügung stehenden Steinbruchwand. Die Lademaschine kann sich nur dann ausschließlich große und größte Steine heraussuchen, wenn sie eine lange Abschußfläche an der Steinwand zur Verfügung hat. Ist für den Bau der Sperre nur ein kurzer Steinbruch vorhanden, so kann auch bei angestrengtem Betrieb und größten Abschüssen eine genügende Anfuhr größter Steine nicht sichergestellt werden (Abb. 3).

Für die Beförderung der Steine sind geeignete Spezialwagen vorzusehen, deren Oberteil gleichzeitig zu ihrer Einbringung in den Gußbeton dient (Abb. 4). Diese Oberteile der Wagen waren beim Schwarzenbachtalsperrenbau aus eisernen Rosten gebildet, die in der Steinwäsche (Abb. 5) ein leichtes Reinigen der Steine auch an der Unterseite ermöglichen. Diese Steinroste waren für eine Aufnahme von 2 m³ gewachsenen Granitgestein berechnet. Bei Steinen von 2 m³ Einzelgröße ließ sich ihre Ladefähigkeit vollständig ausnutzen. Mit der Abnahme der Steingröße war diese Forderung immer schwieriger zu erfüllen, und sobald mehr als vier Steine notwendig waren, um 2 m³ zu erreichen, unmöglich. Eine weitere Schwierigkeit ergab sich, die Größe der Steine richtig abzuschätzen, um die Tragfähigkeit des Kabelkranes nicht zu überschreiten. Es war praktisch nicht möglich, die Steine abzuwiegen, und auch wenn man eine Wage für die Steinwagen vorsähe, so würde das Auswiegen des erwünschten Inhaltes sehr zeitraubend und teuer werden. Es ist daher besser, sich mit der Schätzung zu begnügen, und aus Sicherheitsgründen meistens unter den 2 m³, die vorgesehen waren, zu bleiben. Es ergab

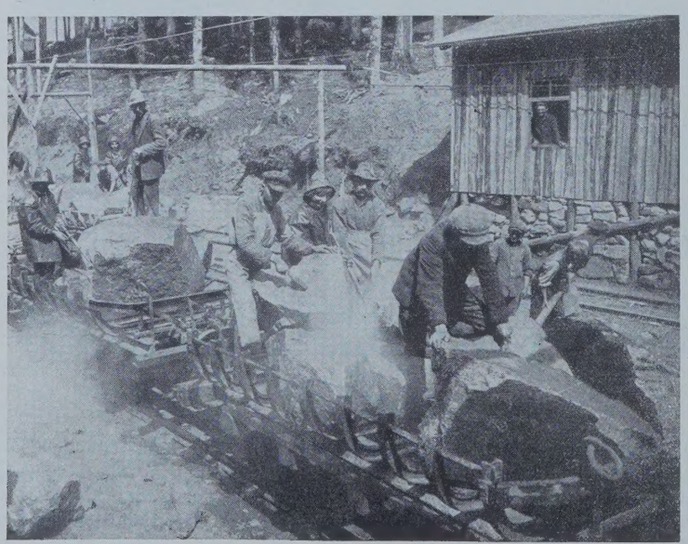


Abb. 5. Waschen der Einlagesteine mit Wasser und Preßluft.

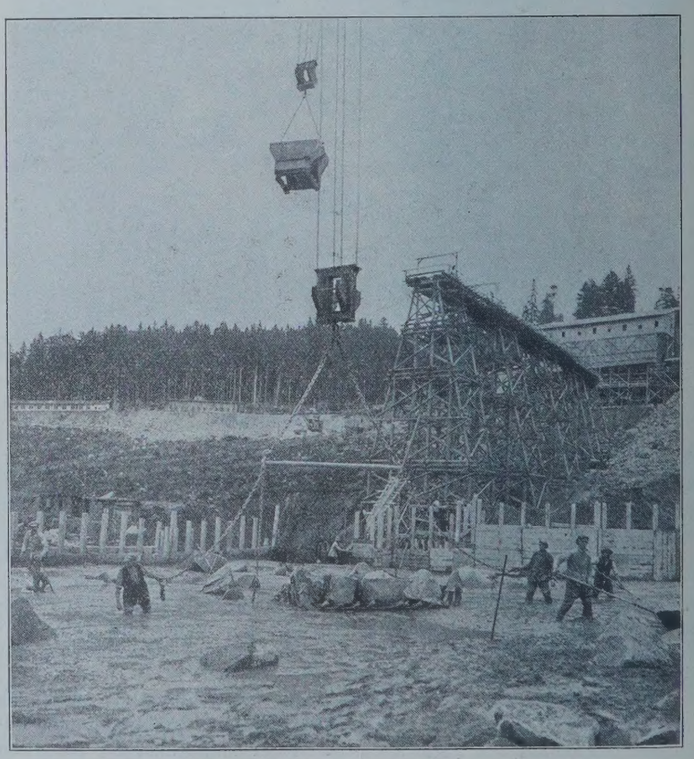


Abb. 6. Einbringen der Steine in den Gußbeton.
Entnommen aus dem Werke Gaye-Sturm: „Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen". Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

sich im Durchschnitt eine Ausnutzung der Steinwagen von 1,5 m³ für jeden Wagen. Diese Ausnutzung der Einlagesteinwagen war besser als die der 2-m³-Kippwagen, die das Gesteinmaterial für die Brecher beförderten. In diesen 2-m³-Kippwagen befand sich nur 1,3 m³ gewachsenes Steinmaterial.

Die Oberteile der Steinwagen wurden gleichzeitig benutzt als Gerät zum Einbringen der Steine in den Gußbeton und waren größerer Abnutzung und Beschädigung ausgesetzt als die Kippwagen für das Betonmaterial. Berücksichtigt man jedoch die für das Einbringen des Betons notwendigen besonderen Kübel, so ergibt sich, daß die Gesamtunterhaltungskosten der Einlagesteinwagen etwas geringer waren als die Gesamtunterhaltungskosten der Kippwagen zuzüglich der Unterhaltungskosten für die Betonkübel.

Die Anwendung der Einlagesteine erlaubt, das Kapital für die notwendige Baustelleneinrichtung zu vermindern. Die Einlagesteine erfordern eine Waschanlage und eine gewisse Wagenanzahl. Diese Wagenanzahl ist im Verhältnis zu der im Betonbetrieb notwendigen etwas größer, als es das Verhältnis der Einlagesteinmasse zur Gesamtmauerwerkmasse notwendig macht, weil die Wagen in der Steinwäsche längere Zeit beim Steinwaschen aufgehalten werden und ihre Umlaufzeit sich dadurch verlängert (Abb. 5). Die Einrichtung für das Brechen und Mahlen des Gesteins, für das Befördern, Lagern und Abmessen des Zementes und für das Mischen und Einbringen des Betons wird aber in ihrem Umfange verkleinert. Die ersparten Baueinrichtungskosten durch Verkleinerung der gesamten Betonanlage sind größer als die für die besondere Einbringung der Einlagesteine aufzuwendenden.

Die in Abb. 6 dargestellte Einbringung der Einlagesteine ließ nicht die schnelle Entladung der Steinkörbe in Gußbeton zu, die für den Beton durch die Betonkübel möglich war. Darum wurde die Anzahl der Spiele eines Kabelkranes in der Stunde bei Einbringung von Einlagesteinen um etwa 25 % gegenüber Beton vermindert. Diese geringere Leistungsfähigkeit der Kabelkrane ist jedoch in den angegebenen Ersparnissen von 50 % der Gesamtkosten des Gußbetoneinbringens mit berücksichtigt. Diese Verminderung der Leistungsfähigkeit der Kabelkrane bei Einbringung der Einlagesteine würde die Gesamtkosten für die Einbringung des Gußbetons bei Weglassung der Einlagesteine etwas verringern. Es geht aber aus den gegebenen Zahlen ohne weiteres hervor, daß diese Verringerung des Gesamtbetoneinbringungspreises für 1 m³ eine kleine Größe darstellt, die unter 5 % des Gesamteinbringungspreises des Betons liegt.

Zusammenfassend ergibt sich aus vorstehendem bei einer Durchschnittsmenge Einlagesteine zur Gesamtmasse von rd. 25 % ein gute wirtschaftlicher Erfolg, zu dem noch die Ersparnis an Zement für den Rauminhalt der Einlagesteine tritt. Diese Ersparnis ist je nach dem Zementgehalt der einzelnen Mauerteile, der von unten nach oben in der Mauer abnimmt, verschieden, aber, wie leicht zu errechnen ist, recht bedeutend. Es kann daher das Verfahren, Gußbeton mit Einlagesteinen bei großen Betonmassen anzuwenden, trotz der zunächst scheinbaren Schwierigkeit, zwei verschiedene Baustoffe zu bewältigen und besondere Einrichtungen für sie zu treffen, empfohlen werden, vorausgesetzt, daß das anfallende Steinmaterial in seiner Struktur im Bruch dafür geeignet ist. Die im Anfang des Aufsatzes erwähnten technischen Vorteile werden ohne besondere finanzielle Aufwendung erreicht. Besonders wertvoll und auch wirtschaftlich von Bedeutung ist die einwandfreie und sichere Verzahnung der einzelnen Baublöcke in den Arbeitsfugen, für die bei Verwendung reinen Gußbetons Maßnahmen mit besonderen, manchmal nicht unbeträchtlichen Kosten geschaffen werden müßten.

Die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. Oder.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Kado** in Frankfurt a. d. Oder.

(Schluß aus Heft 48.)

Abb. 8 zeigt eine Aufnahme des alten Brückenzuges mit darüber befindlichem Montageträger. Abb. 9 zeigt nochmals die Hilfsbrücke mit dem Verschiebewagen. In Abb. 10 sehen wir die Abfangung der Hilfsbrücke über den Endpfosten, sobald sie in die richtige Lage gebracht ist. Auf diesem Bilde sehen wir auch, daß die Hilfsbrücke durchweg nur verschraubt ist, ferner sehen wir die Hängestangen mit der Aufhängung der Querträger und die Druckluftleitung für die Verstärkungsarbeiten. Abb. 11 zeigt das Verfahren der Hilfsbrücke mittels einer gewöhnlichen Handwinde, Flaschenzuges und Zugseiles. Zur Bedienung der Winde genügen vier Mann. Das Verfahren von einem Überbau zum nächsten nahm etwa drei Stunden in Anspruch.

Abb. 8.

Die folgenden Bilder zeigen Einzelheiten der Verstärkung. Abbild. 12 zeigt die auf den Obergut aufgebrachten Verstärkungsplatten. Die Verstärkungsteile wurden soweit wie irgend möglich in der Werkstatt vorgebohrt, nachdem zuvor bei dem ersten Überbau nach seiner Abfangung eine genaue Aufnahme der Anschlußpunkte und Nietteilungen vorgenommen war. Neue Löcher in den alten Teilen wurden nach Aufschrauben der Verstärkungsteile durchgebohrt. Abb. 13 zeigt die Verstärkung des Untergurtes und die Auswechslung bezw. Verstärkung von Streben in der Mitte des äußeren Hauptträgers.

Abb. 9.

Die Gegenstrebe *D* V ist ausgebaut, um durch eine stärkere ersetzt zu werden. Sie wird als Ersatz für die ausgebaute Gegenstrebe *D* IV verwendet, und letztere wiederum dient als Verstärkungsplatte für die Strebe *D* 5. Auf diesem Bilde sehen wir ferner den am Überbau angehängten unteren Arbeitsboden sowie oben den in halber Höhe angebrachten Arbeitsboden. Abb. 14 zeigt Knotenpunkt 2 und 3 des inneren Hauptträgers. Die Verstärkungslamellen von *D* 2 und *D* 3 sind auf die Streben von außen aufgeschraubt zwecks Durchbohrens der Löcher. Die Gegenstrebe *D* IV ist ausgebaut. Die Verstärkungslamelle am Untergurt ist bereits angebracht und vernietet. Abb. 15 zeigt Verstärkung und Anschluß der Strebe *D* 1 des inneren Hauptträgers am Untergurt.

Als Kraftanlage für die Verstärkungsarbeiten war an einem Brückenende ein Kompressor von 4,5 m³/Min. Ansaugleistung aufgestellt, der durch einen Elektromotor von 30 PS angetrieben wurde. An der Luftleitung hingen vier bis fünf Bohrmaschinen bezw. Niethämmer.

Als die Zeit drängte, um die Hilfsbrücke für ihren endgültigen Zweck frei zu bekommen, wurde mit Doppelschichten von je zehn Stunden gearbeitet. Es waren dann für das Verschieben der Hilfsbrücke, Anbringen der Rüstungen, Einhängen und Anheben der alten Brücke zwei Tage und für Ver-

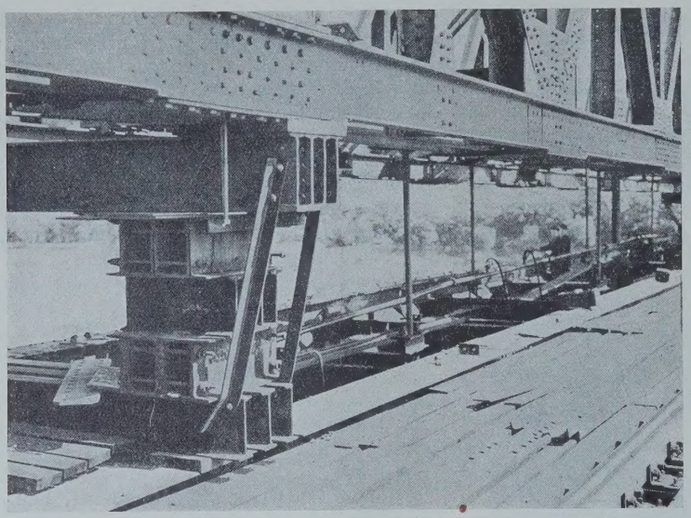


Abb. 10.

Abb. 11.

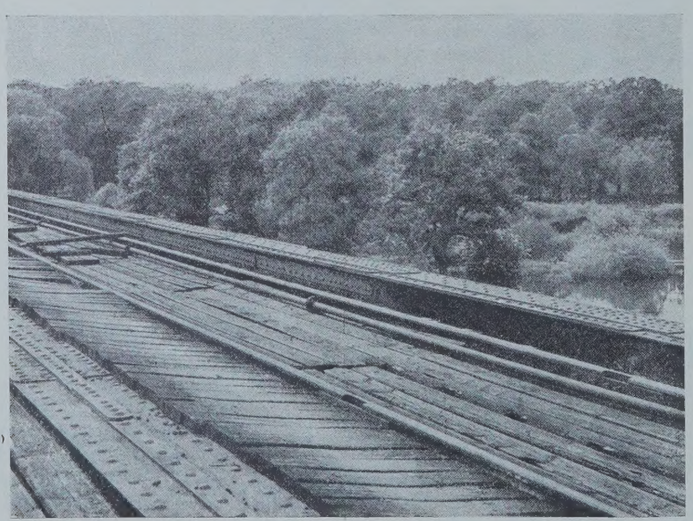


Abb. 12.

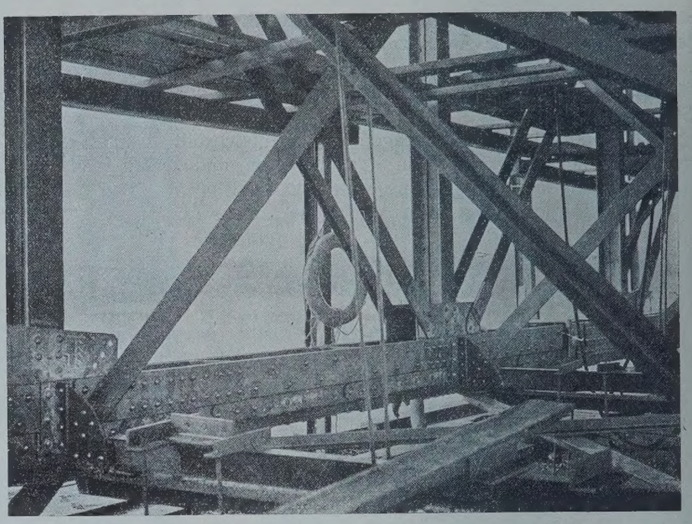


Abb. 13.

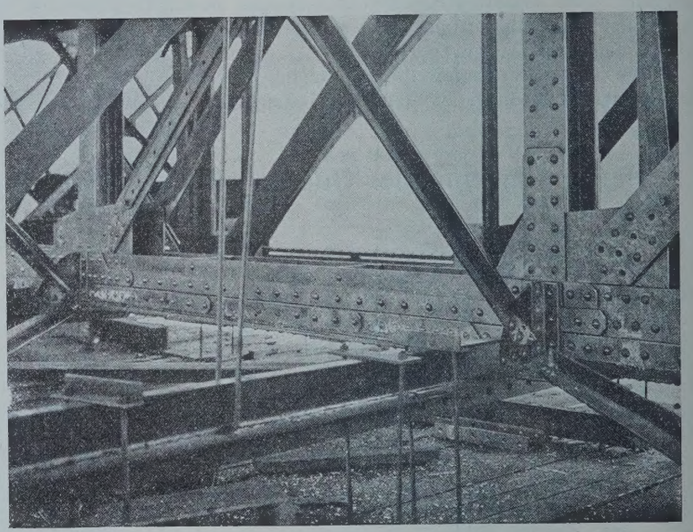


Abb. 14.

Abb. 15.

stärkungsarbeiten ohne Anbringung des Fußsteges neun Tage für jeden Überbau erforderlich. Für die ersten Überbauten, als die Arbeit noch weniger gut vorbereitet und eingelaufen war, wurde bei einfacher Schicht mehr als das Doppelte benötigt. Im Dezember 1925 wurde mit dem Zusammenbau des Hilfsträgers begonnen. Mitte August 1926 konnte er planmäßig wieder abmontiert und zu seiner endgültigen Verwendung nach Küstrin für den Neubau der dortigen Oderbrücke versandt werden.

Das Gewicht eines alten Überbaues beträgt ohne Fußsteg und Geländer 88,7 t bezw. für elf Überbauten rd. 976 t. Das Gewicht der Verstärkungsteile beträgt für einen Überbau einschließlich Verstärkung der Längsträger und Einbau eines Bremsverbandes 14,6 t bezw. für elf Überbauten 161 t.

Bei Verstärkung ohne Entlastung vom Eigengewichte würde sich das Gewicht der Verstärkungsteile für die Hauptträger um rd. 43% erhöht haben. Es hätte sich für jeden Überbau einschließlich Längsträger und

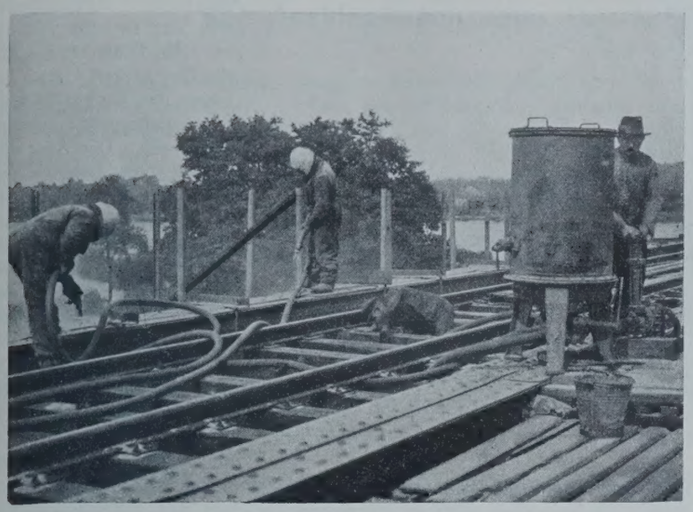


Abb. 16.

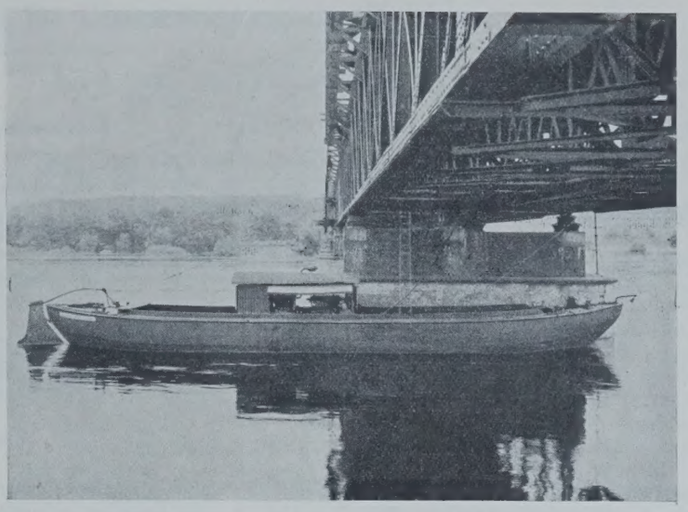


Abb. 17.

Bremsverband ein Verstärkungsgewicht von rd. 20 t, d. h. für elf Überbauten gegenüber der Verstärkung mit Entlastung vom Eigengewichte ein Mehrgewicht von $11 \times 5{,}4 =$ rd. 60 t ergeben. Infolge der Gewichtsersparnis und der leichteren Ausführung der Verstärkung wurde durch die gewählte Anordnung, trotz der hinzukommenden Kosten für Zusammenbau und Wiederverladung der Hilfsbrücke, gegenüber einer Verstärkung ohne Entlastung vom Eigengewichte eine erhebliche Ersparnis erzielt. Die Ausführung der Verstärkungsarbeiten lag in Händen der Eisenbauanstalt Braß & Hertslet G. m. b. H. in Berlin-Marienfelde, der auch die Lieferung der als Hilfsträger verwendeten Brücke übertragen war.

Nach Beendigung der eigentlichen Verstärkungsarbeiten werden die Fußwegkonsolen angebracht. Anschließend werden die Überbauten mit dem der Reichsbahndirektion Osten gehörigen Sandstrahlgebläseapparate (s. Abb. 16) gereinigt und neu gestrichen. Der Kompressor und Motor für das Sandstrahlgebläse (s. Abb. 17) sind hierbei auf einem Schiffe unter der Brücke untergebracht. Die letzteren Arbeiten waren Mitte September 1926 noch im Gange.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung der holländischen Maas.[1]

Die Mitteilungen über die Kanalisierung der holländischen Maas sollen abgeschlossen werden durch einiges über den Bau des Kanals Wessem—Nederweert, der eine kürzere Verbindung herstellen soll zwischen dem Kohlengebiete und den Provinzen Nordbrabant und Zeeland im Süden des Königreichs Holland. Der Kanal verbindet die kanalisierte Maas bei Wessem mit dem Süd-Wilhelm-Kanal (s. Abb. 1 in Heft 2 der „Bautechnik“ 1926); seine Länge beträgt 16,8 km. 2,7 km vor der Mündung in die Maas befindet sich eine Schleuse (bei Panheel), die den Kanal in zwei Teile teilt. Der nördliche Teil hat den Wasserstand des Süd-Wilhelm-Kanals bei Nederweert, nämlich 28,50 m + N. A. P., der südliche Teil den der kanalisierten Maas, nämlich 29,40 m + N. A. P. als Staupegel in Linne, 22,30 m + N. A. P. als höchsten Wasserstand, wobei noch gefahren werden kann, und 23,55 m + N. A. P. als höchsten bekannten Wasserstand.

Der Kanal ist gebaut für Schiffe von 600 t (Länge 60 m, Breite 6,60 m, Tiefgang 1,90 m), kann aber später für Schiffe von 2000 t, wie sie auch der kanalisierten Maas zugrunde gelegt sind, erweitert werden. Die Fläche des Kanalprofils ist 61,50 m²; das Verhältnis des Wasserquerschnitts zum Hauptquerschnitt der Kähne ist also $61{,}5 : 12{,}5 = 4{,}9 : 1$.

Abb. 12 gibt einen Querschnitt des Kanals im nördlichen Teil an einer Stelle, wo der Kanal höher als das Gelände liegt; Abb. 13 zeigt den Querschnitt des südlichen Teils des Kanals.

Bezüglich der Speisung ist der Kanal Wessem—Nederweert als eine Haltung zu betrachten zugleich mit einem großen Teil des Süd-Wilhelm-Kanals. Die Wasserverluste setzen sich wie folgt zusammen:

a) Verluste für Schleusungen an zwei Schleusen 0,99 m³/Sek.

b) Weitere Verluste an den Schleusen 0,26 m³/Sek.

c) Verluste durch Versickerung, wobei zu bedenken ist, daß auf den bestehenden Kanälen (Süd-Wilhelm-Kanal und Nordkanal) diese Verluste 1,9 l/Sek. je ha Bodenfläche betragen, daß jedoch für den neuen Kanal, solange der Boden nicht eingeschlämmt ist, auf einen größeren Verlust, bis zu 4 l/Sek. je ha, zu rechnen ist.

d) Verluste durch Verdunstung, die auf 0,8 l/Sek. je ha Wasserfläche oder auf 0,16 m³/Sek. zu stellen sind.

e) Speisung des Süd-Wilhelm-Kanals unterhalb der betrachteten Haltung: 0,65 m³/Sek.

f) Verluste durch Wasserentnahme durch Konzessionen, die gewöhnlich auf 0,60 m³/Sek. angenommen werden, indessen durch die Regierung eingeschränkt werden können und auf 0,19 m³/Sek. zu schätzen sind.

Zusammen hat man also einen Wasserverlust von 2,95 m³/Sek. Da in trockenen Zeiten auf alle anderen Zufuhren verzichtet werden muß, ist nur zu rechnen auf das Wasser, das von der belgischen Seite auf den Süd-Wilhelm-Kanal gebracht wird. Der belgische Teil dieses Kanals wird gespeist aus der Maas bei Maastricht; ein Übereinkommen mit Belgien von 1863 regelt die Durchfuhr des Wassers durch den belgischen Teil des Süd-Wilhelm-Kanals nach dem holländischen Teil dieses Kanals. Da normal nur 1,5 m³/Sek. durchgeführt zu werden brauchen, Holland aber berechtigt ist, mehr Wasser in Maastricht zum Kanal zu bringen und diese Menge weiter beschafft werden soll, solange die Wassergeschwindigkeit im Kanal 0,27 m/Sek. nicht überschreitet, kann auf diese Weise der Unterschied zwischen 1,5 m³/Sek. und den erforderlichen 2,95 m³/Sek. ausgeglichen werden.

Da es deshalb von großer Wichtigkeit ist, daß der Wasserverbrauch auf dem Süd-Wilhelm-Kanal und dem Kanal Wessem—Nederweert so ge-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 2, 22 u. 37.

Abb. 12.

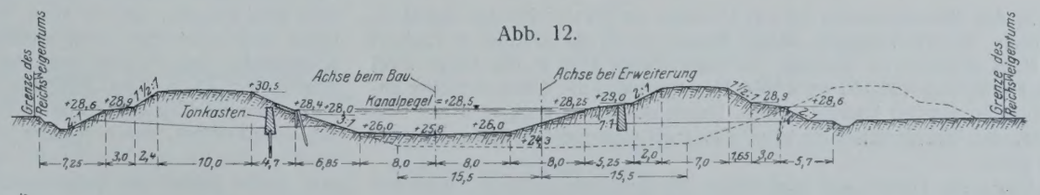


Abb. 13.

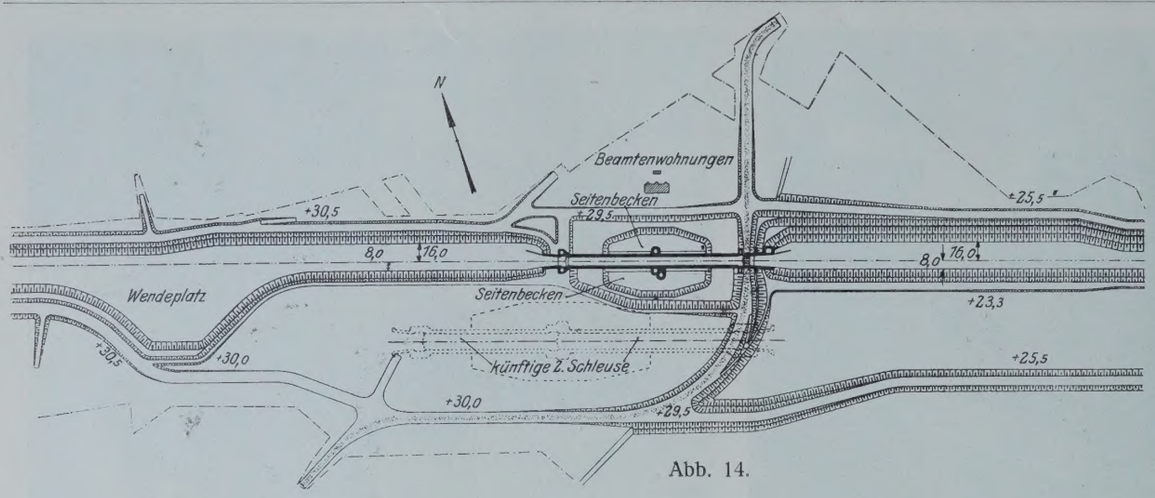


Abb. 14.

ring wie möglich gehalten wird, auch damit die weiter gelegenen Kanäle, wie der Wilhelmina-Kanal (s. Abb. 1 in Heft 2), die künstlich gespeist werden müssen, noch einen Teil des Wassers bekommen, ist die Schleuse in Panheel wegen des großen Gefälles von 8,10 m mit Seitenbecken ausgerüstet. Bezüglich der Wirkung von Seitenbecken sei kurz auf das Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Wasserbau Band VIII, Schiffsschleusen, 5. Aufl., S. 343 hingewiesen, wo berechnet wird, daß die Wasserersparnis bei n Becken $\frac{n}{n+2}$ sein wird. Für die Schleuse bei Panheel, die, wie näher erörtert wird, mit drei Becken ausgestattet ist, ist die Ersparnis also $^3/_5$ oder 60%.

Abb. 14 gibt den Grundriß der Schleuse, wobei zu bemerken ist, daß das dritte und niedrigste Seitenbecken in die Schleusenmauern eingearbeitet ist (s. auch Abb. 15). Die Schleuse ist also eine Schachtschleuse; die Breite der Tore und der Kammer ist die gleiche und zu 7,50 m bemessen. Die Länge der Kammer ist 153 m; sie bietet Platz für zwei Schiffe von 60 m Länge und einen Schlepper.

Abb. 15 gibt den Normalschnitt durch die Kammermauer. Die Füllung und Entleerung der Kammer und der Seitenbecken geschieht durch die zwei Umläufe, deren jede 18 Abflußöffnungen in die Kammer hat. Die Füllung der Kammer geschieht bei Gebrauch der drei Seitenbecken in etwa 12 Minuten. Ohne Seitenbecken werden 7 Minuten in Anspruch genommen; in diesem Falle werden höchstens 34 m³/Sek. aus der oberen Haltung des Kanals abfließen.

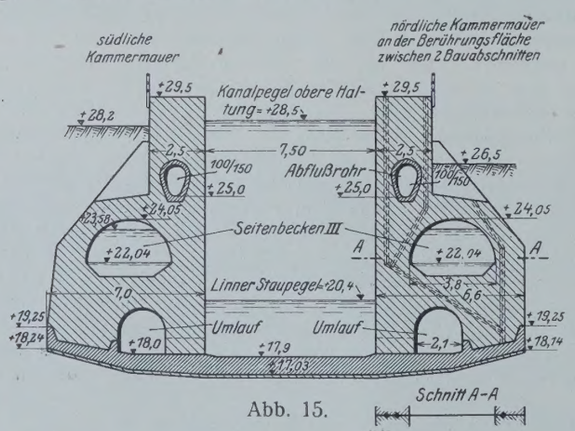


Abb. 15.

In den Wintermonaten ist ein Überfluß an Wasser für den Kanal zu erwarten. Es ist erwünscht, dieses Wasser durch die Schleuse in Panheel zur Maas ableiten zu können. Zu dem Zweck sind in die Mauer zwei Abflußrohre von 100/150 cm (Abb. 15) eingebaut, die durch Schieber abgeschlossen werden können. Diese Rohre sind unabhängig von den Umläufen, die Wasserabführung kann also auch während des Schleusens vor sich gehen.

Das große Gefälle gab zusammen mit den sehr wasserdurchlässigen Bodenschichten Veranlassung, die ganze Schleuse auf eine durchgehende Eisenbetonplatte zu bauen (Abb. 15).

Die Schleusenmauern bestehen im allgemeinen aus Abschnitten von 12 m Länge. Da in jeder Mauer ein Seitenbecken, ein Umlauf und ein Abflußrohr eingearbeitet sind, war es sehr wichtig, den Anschluß der Abschnitte derart zu gestalten, daß die gewünschte Wasserdichtigkeit gewährleistet war. Der Anschluß ist, wie aus Abb. 15 hervorgeht, mit drei 10 cm tiefen, schwalbenschwanzförmigen Nuten hergestellt. In jede dieser Nuten ist ein Gasrohr eingebracht, während der übrige Raum in den Nuten so gut wie möglich mit Asphaltkitt ausgefüllt wurde. Weiter wurde heißer Dampf in die Rohre geblasen, wodurch der Asphaltkitt zum Schmelzen gebracht wurde und dieser nicht allein die Nuten gut ausfüllte, sondern auch noch in die Fugen zwischen den Mauerabschnitten eindrang.

Die Ausführung der Mauer, Leisten usw. geschah wie für die Schleuse in Linne, so daß in dieser Hinsicht nichts weiteres zu bemerken ist. Auch die Trockenlegung der Baugrube geschah wie bei der Linner Schleuse, nämlich mittels Rohrbrunnen. An der Schleuse wurden verarbeitet 18 600 m³ Beton und 3500 m³ Eisenbeton; das Ausheben der Baugrube hat die Bewegung von 116 000 m³ Boden erfordert.

An der Nordseite steht der Kanal Wessem—Nederweert in offener Verbindung mit dem Süd-Wilhelm-Kanal, so daß dort keine Schleuse gebaut zu werden brauchte. Aber es war notwendig, eine neue Schleuse im Süd-Wilhelm-Kanal und eine Schleuse zur Abschließung des Nordkanals (Abb. 1 in Heft 2) zu bauen und zwei Schleusen im Süd-Wilhelm-Kanal abzubrechen.

Bei diesen Bauten sei die Aufmerksamkeit auf den Grundriß der neuen Schleuse im Süd-Wilhelm-Kanal (Abb. 16) gelenkt. Diese Schleuse ist eine Kammerschleuse mit 7,50 m weiten Toren und 15,5 m weiter, 66 m langer Kammer. Die Tore sind gegeneinander versetzt, was im Holländischen mit dem Namen „Bajonettschleuse" bezeichnet wird. Das Merkwürdige ist aber, daß die Kammermauern nicht parallel der Schleusenachse sind. Hierdurch ist es möglich, daß ein einfahrendes Schiff etwas schräg in die Kammer gelangt, wodurch der Bug gleich an die richtige Stelle für die Ausfahrt kommt und nur das Heck seitlich zu verschieben ist; das zweite Schiff fährt ebenfalls schräg ein und braucht vor dem Ausfahren nur am Bug seitlich verschoben zu werden. Die Schleuse ist schon seit einigen Jahren in Betrieb, während welcher Zeit sich der gewählte Grundriß als sehr zweckmäßig erwiesen hat.

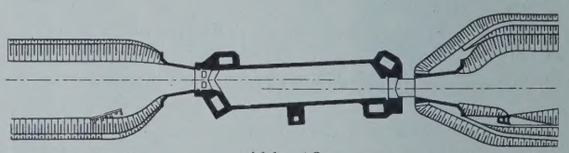


Abb. 16.

Die abgebrochenen Schleusen hatten ein Alter von etwa 100 Jahren. Das im Mauerwerk verankerte Eisen war ganz unversehrt; das übrige unter Wasser verbliebene Eisen war zwar durch Rost angegriffen, keinesfalls aber ganz zerstört. Auch das unter Wasser verbliebene Holz sah noch sehr gut aus; nur an allen Stellen, wo fließendes Wasser sich dem Holze entlang bewegt hatte, war das Holz abgeschliffen, insbesondere bei Kiefernholz. Im übrigen aber war das Holz völlig gesund, so daß das Abschleifen allein dem Einflusse der Strömung zugeschrieben werden muß. Am deutlichsten zeigte sich das bei den Dammbohlenwänden der Schleusenkammer, deren Mauern sich auf einen Rost von Rammpfählen stützten, der an der Wasserseite mit einer Dammbohlenwand verkleidet war. Beim Füllen und Entleeren der Kammer setzte immer eine Wasserströmung durch die Dammbohlenwände hindurch ein, wodurch Nut und Feder der Dammbohlen abgeschliffen wurden und schließlich verschwunden waren, während sie unter dem Kammerboden unversehrt geblieben waren.

C. D.

Die Ausbiegungen eines Druckstabes bei Überschreitung der Knicklast.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **O. Domke**, Aachen.

Ein in der Achsenrichtung belasteter ursprünglich gerader Stab beginnt sich bekanntlich auszubiegen, sobald die Achslast ihren kritischen Wert, die Eulersche Knicklast, überschreitet. Es läßt sich ohne jede Rechnung zeigen, daß das Verhältnis der Ausbiegung zur Stablänge lediglich von dem Verhältnis der Achslast zur Knicklast abhängt, also daß

$$\frac{\delta}{a} = f\left(\frac{S}{K}\right) \tag{1}$$

sein muß, wo δ die Ausbiegung, a die Stablänge, S die Achskraft und K die Eulersche Knicklast bezeichnen. Der Beweis folgt einfach aus der Erwägung, daß eine dimensionenrichtige Gleichung nur gegenseitige Abhängigkeiten von reinen Zahlen enthalten kann. Aus den vier soeben genannten Größen lassen sich aber nur die beiden reinen Zahlen δ/a und S/K bilden, zwischen denen also Abhängigkeit bestehen muß. Wie hieraus weiter hervorgeht, muß die Form der Abhängigkeit für alle Baustoffe und Querschnitte dieselbe sein, solange das lineare Formänderungsgesetz zutrifft.

Der hier abgeleitete Satz stammt erst aus neuerer Zeit und ist sogar den Verfassern von Sonderschriften über Knickung unbekannt geblieben.[1]) Die Form der funktionalen Abhängigkeit selbst läßt sich leicht aus den allgemeinen Untersuchungen Eulers gewinnen, die er in seiner Methodus inveniendi curvas maxima minimave proprietate gaudentes, Additamentum I: De curvis elasticis 1744[2]) entwickelt hat. Euler ermittelt darin in gründlicher und abschließender Weise die endlichen Ausbiegungen eines Stabes unter irgend einer Einzellast und zeigt, daß sämtliche Fälle sich aus den Formen herleiten lassen, die ein ursprünglich gerader, in der Achsrichtung belasteter Stab annehmen kann. Man kann diese Formen, die übrigens nicht sämtlich stabil sind, mit Hilfe eines dünnen Stahlbandes oder eines zähen Kartonstreifens leicht herstellen. Von diesen wichtigen Ergebnissen Eulers scheint vielfach nur die Knickformel bekannt zu sein, deren technische Anwendbarkeit Euler ausdrücklich hervorhebt.

Die Untersuchung der endlichen Ausbiegungen eines solchen Stabes führt auf elliptische Integrale. Euler selbst entwickelt die Ergebnisse in Reihen und stellt die berechneten Stabformen zeichnerisch dar. Es sei bemerkt, daß die in seinen Rechnungen vorkommende Größe k^2 mit dem Trägheitsmomente des Stabquerschnitts übereinstimmt. Euler hat die eigentliche Bedeutung dieser Hilfsgröße erst einige Jahrzehnte später erkannt. Aus den Eulerschen Reihenentwicklungen erhält man die Form für die Funktion f der obigen Gl. 1, indem man Ek^2, oder in der heutigen Bezeichnung EJ, mittels der Formel für die Knicklast ausschaltet.

Auf diese Reihenentwicklungen Eulers gehen im Grunde alle Näherungsformeln für die Stabausbiegung zurück. Da Belastungen über die Knickgrenze hinaus bei technischen Konstruktionen nicht zu beobachten sind, so scheint der Wert solcher Formeln gering; wenn man aber wirklich den eigentlichen Sinn der Knicklast gegenüber den vielfach gebräuchlichen elementaren Ableitungen erfassen will, so sind sie unentbehrlich für das Verständnis.

Die bisher bekannten Näherungsformeln beschränken sich auf den Fall geringer Überschreitungen der Knicklast und kleiner Ausbiegungen. Unter diesen Voraussetzungen läßt sich das Hauptergebnis ohne Anwendung der höheren Mathematik und ohne Reihenentwicklungen finden, wie der Verfasser im Jahre 1914 in einem Vortrage gezeigt hat.[3]) Nimmt man nämlich einen Stab an, dessen Trägheitsmoment sich in demselben Verhältnis ändert wie die Ausbiegungen y, so ist die Biegungslinie offenbar ein Kreisbogen mit dem Halbmesser

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{S\delta}{EJ_m},$$

wo δ die größte Ausbiegung und J_m das größte Trägheitsmoment bezeichnen. Die Sehne s dieses Kreisbogens folgt nun aus dem Sehnensatze zu

$$\frac{s^2}{4} = \delta(2\varrho - \delta).$$

Anderseits ergibt sich die Bogenlänge a, die mit der ursprünglichen Stablänge übereinstimmt, aus einer bekannten Näherungsformel für flache Bogen aus

$$s^2 = a^2 - \frac{16}{3}\delta^2.$$

Schaltet man aus diesen drei Gleichungen die Größen s und ϱ aus, so erhält man

$$\frac{\delta}{a} = \pm 0{,}9\sqrt{1 - \frac{8EJ_m}{a^2 S}}. \tag{2}$$

Daraus ersieht man, daß keine Ausbiegung zustande kommen kann, solange $S < \frac{8EJ_m}{a^2} = K$; daß hier nicht $\pi^2 \backsim 10$, sondern 8 steht, liegt an den Voraussetzungen. Ist $S > K$, so sind reelle Ausbiegungen nach jeder Seite möglich; sie wachsen schon bei geringen Unterschieden so schnell, daß bei den vorkommenden Druckstäben Zerstörungen eintreten müssen.

Die Aufgabe, aus den Eulerschen Reihen bei gegebenem beliebigen Kraftverhältnis das Durchbiegungsverhältnis — oder umgekehrt — zu bestimmen, führt jedoch auf umständliche Proberechnungen, da beide Zahlen in Verknüpfung miteinander in den Reihengliedern vorkommen. Das hat zur Folge gehabt, daß man sich auch bei genaueren Ableitungen als der obigen elementaren nur auf kleine Ausbiegungen beschränkte, dann aber den Geltungsbereich des Ergebnisses weit über die zulässigen Grenzen erstreckte, so daß über die Abhängigkeit der beiden Verhältnisse ein grundsätzlich falsches Bild entstehen mußte. Die Absicht der folgenden Darlegungen ist, eine Näherungsformel zu entwickeln, die nicht nur für kleine Kraftverhältnisse S/K, sondern auch für beliebig große den Verlauf der Stabausbiegungen ausreichend genau liefert. Hierbei ist von der genauen Differentialgleichung der Biegungslinie auszugehen.

Am besten legt man die Bogenlänge s als unabhängige Veränderliche zugrunde. Nennt man den Neigungswinkel gegen die Abszissenachse φ, so folgt aus

$$\frac{dy}{ds} = \sin\varphi$$

durch Differentiation sofort

$$\frac{d^2y}{ds^2} = \cos\varphi\,\frac{d\varphi}{ds} = \frac{\cos\varphi}{\varrho},$$

also

$$\frac{\frac{d^2y}{ds^2}}{\sqrt{1-\left(\frac{dy}{ds}\right)^2}} = -\frac{Sy}{EJ} = -k^2 y, \tag{3}$$

wobei $k^2 = \frac{S}{EJ} = \frac{\pi^2}{a^2}\cdot\frac{S}{K}$.

Die Erweiterung der Gl. 2 mit $2\,dy$ ermöglicht eine erste Integration und ergibt, wenn man sich auf Ausbiegungsformen beschränkt, deren mittelste Ordinate δ die größte ist, wie es beim beiderseits gelenkig angeschlossenen Stabe der Fall ist:

$$\left(\frac{dy}{ds}\right)^2 = k^2(\delta^2 - y^2)\left[1 - \frac{k^2}{4}(\delta^2 - y^2)\right].$$

Begnügt man sich auch hier mit der Untersuchung des praktisch allein wichtigen Falles, wo der Stab anfangs eine Halbwelle bildete, so liegt es nahe, mittels

$$y = \delta\sin\beta$$

eine neue abhängige Veränderliche β einzuführen. Dadurch wird die vorhergehende Gleichung

$$\frac{d\beta}{ds} = k\sqrt{1 - \frac{k^2\delta^2}{4}\cos^2\beta}.$$

Zusammengehörige Werte sind nach den obigen Voraussetzungen $s = 0$, $y = 0$, $\beta = 0$ einerseits und $s = a$, $y = 0$, $\beta = \pi$ anderseits. Demnach ergibt die Integration über die ganze Stablänge

$$\int_0^{\pi} \frac{d\beta}{\sqrt{1 - \frac{k^2\delta^2}{4}\cos^2\beta}} = k\int_0^a ds$$

oder

$$2\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\beta}{\sqrt{1 - \frac{k^2\delta^2}{4}\cos^2\beta}} = ka;$$

denn der Wert des Integrals der linken Seite ist für die beiden ersten Quadranten offenbar gleich.

Die Einführung des Wertes für k ergibt endlich die Schlußformel

$$\left.\begin{aligned} \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{S}{K}} &= \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\beta}{\sqrt{1 - \left(\frac{\pi^2}{4}\cdot\frac{S}{K}\cdot\frac{\delta^2}{a^2}\right)\cos^2\beta}} \\ &= F\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{\delta}{a}\sqrt{\frac{S}{K}}, \frac{\pi}{2}\right), \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

[1]) Eine neuere Ableitung hat Geheimrat Dr. Zimmermann in der Z. d. V. D. I. 1926 gegeben.

[2]) In deutscher Übersetzung in Ostwalds Klassikern Nr. 175.

[3]) Abgedruckt in der Zeitschrift „Der Brückenbau“ 1916, S. 7; auch Mitt. d. Aachener Bezirks-Vereins deutscher Ingenieure 1915.

wo F das elliptische Integral erster Art darstellt. Da der Nenner reell bleiben muß, so kann das Produkt $\frac{S}{K} \cdot \frac{\delta^2}{a^2}$ nicht größer als 0,4 werden; bei großer Achslast S müssen die Ausbiegungen also wieder abnehmen.

Die Formel 4 beweist nun anschaulich den in Gl. 1 ausgesprochenen Satz, denn β ist lediglich Integrationsveränderliche; außerdem bestätigt sie die oben ausgesprochene Bemerkung über ihre Unhandlichkeit zur praktischen Berechnung, selbst wenn ausreichende Tafeln der elliptischen Funktionen vorliegen.

Die gewöhnlichen Näherungsformeln erhält man aus Gl. 4, wenn man die Wurzel des Integrals in eine Reihe entwickelt und nach dem zweiten Gliede abbricht. Es folgt dann

$$\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{S}{K}} = \frac{\pi}{2}\left(1 + \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{S}{K} \cdot \frac{\delta^2}{a^2} \cdot \frac{1}{4}\right),$$

was in verschiedener Weise weiterbehandelt werden kann. Durch Quadrierung und Vernachlässigung höherer Potenzen ergibt sich wie bei Gl. 2

$$\text{(I)} \qquad \frac{\delta}{a} = \pm \frac{2\sqrt{2}}{\pi}\sqrt{1 - \frac{K}{S}},$$

da $2\sqrt{2}/\pi = 0{,}90$.

Eine ebenso einfache, aber wesentlich umfassendere Formel gewinnt man aber aus Gl. 4, wenn man die Wurzel im Integral durch einen geeigneten Mittelwert ersetzt, den man dann als Konstante vor das Integral ziehen kann. Da die zu integrierende Funktion in dem Integrationsbereich durchweg abnimmt, so liegt es nahe, den mittleren Wert $\beta = \frac{\pi}{4}$ zu wählen. Tatsächlich stellt sich dieser Wert auch als der günstigste heraus, wenn man für kleine Verhältnisse S/K möglichst genaue Werte des Ausbiegungsverhältnisses haben will. Gl. 4 geht dann über in

$$\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{S}{K}} = \frac{\frac{\pi}{2}}{\sqrt{1 - \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{S}{K} \cdot \frac{\delta^2}{a^2}}},$$

woraus folgt

$$\text{(II)} \qquad \frac{\delta}{a} = \pm \frac{2\sqrt{2}}{\pi}\sqrt{\frac{K}{S}\left(1 - \frac{K}{S}\right)}.$$

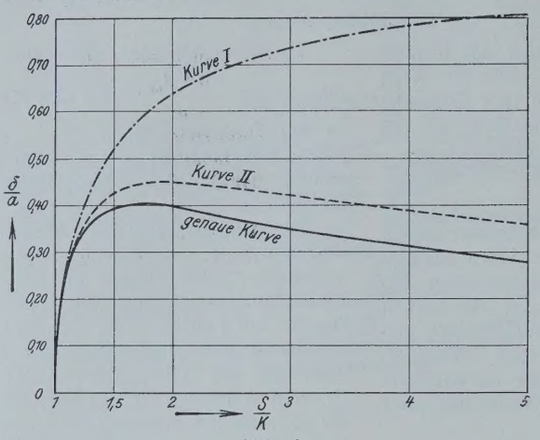


Abb. 1.

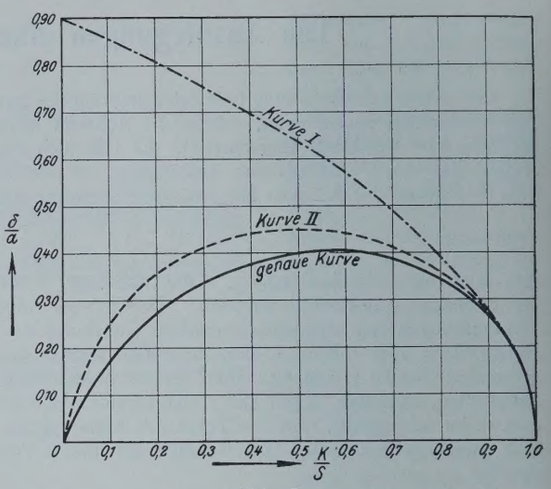


Abb. 2.

Man erkennt sogleich, daß für S wenig größer als K beide Formeln I und II dasselbe ergeben müssen. Den wirklichen Werten schließt sich auch hier Gl. II besser an. Darüber hinaus zeigt sie, daß bei wachsendem S das Durchbiegungsverhältnis nicht einem Grenzwerte 0,90 zustrebt, wie aus I fälschlich geschlossen wird, sondern daß es nach Erreichung eines größten Wertes bei $S = 2K$ wieder abnimmt und bei unendlich großen Kräften S gegen Null geht.

Diese Folgerung leuchtet auch anschaulich ein, wenn man sich klar macht, daß die Ausbiegung nur so lange wachsen kann, bis die beiden Endpunkte des Druckstabes, der sich unter der Last immer mehr zu einer Schleife zusammenbiegt, einander berühren. Gehen sie bei weiterem Wachsen der Last übereinander hinweg, so zieht sich die Schleife immer mehr zu, und die Abweichungen des mittleren Stabpunktes von der ursprünglichen Achse werden nunmehr immer kleiner.

Natürlich kann die Näherungsformel II nur für gewisse Verhältnisse S/K zuverlässige Werte geben, aber im ganzen stellt sie die Abhängigkeit praktisch ausreichend dar. Ein Urteil über die Abweichungen erhält man aus Abb. 1, wo die mit Hilfe der elliptischen Integrale berechnete genaue Kurve, die neu vorgeschlagene Näherungskurve II und die bisher übliche I aufgetragen sind. Beispielsweise liegt der wirkliche Größtwert von δ/a bei $S/K = 1{,}8$ statt 2,0 und beträgt 0,41 statt 0,45 bei Kurve II, während Kurve I den Größtwert $\delta/a = 0{,}90$ bei $S/K \to \infty$ ergeben würde.

Noch schlagender tritt die Brauchbarkeit der Gl. II hervor, wenn man, wie in Abb. 2, nicht die Werte S/K, sondern ihre Reziproken K/S als Abszissen aufträgt, deren Bereich nur zwischen 0 und 1 liegen kann. Die Näherungsformel I ergibt dann für die δ/a-Kurve eine Parabel, die Formel II dagegen eine Ellipse und die genaue Formel 4 eine nur wenig von der Ellipse abweichende eiförmige Kurve.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 24. November ausgegebene Heft 22 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Althoff: Die Einrichtung des Kleinhauses. — Neuere Arbeiten von Architekt Arthur Müller, Stuttgart. — Prof. E. Rüster: Venedig früher und jetzt. — Oberstudienrat Dipl.-Ing. Otto Voepel: Wesen und Ziel der Bauschule.

Die Abschließung und Trockenlegung der Zuidersee. Im Verlage der Firma Gebrs. van Cleef, s'Gravenhage, Spui 28, ist in deutscher Sprache eine Schrift über die „Abschließung und Trockenlegung der Zuidersee" erschienen. Die vom Generaldirektor der Zuidersee-Werke verfaßte Broschüre behandelt an Hand erläuternder Abbildungen folgende Punkte:

I. Entstehung der Zuidersee, Beschreibung des gegenwärtigen Zustandes,
II. Geschichte der Pläne für die Trockenlegung bis zum Anfang der Ausführung,
III. Die zwischen 1920 und 1925 ausgeführten Werke,
IV. Gesetzentwurf 1925 zur beschleunigten Ausführung der Werke. Beschreibung des näher ausgearbeiteten Entwurfs mit Angaben bezüglich Kosten und Nutzen des ganzen Unternehmens.

Der Bau der neuen Untergrundbahn in New York. Der Bau eines dritten Schnellbahnnetzes für die Stadt New York wurde im vorigen Jahr begonnen und seitdem mit Nachdruck betrieben. Die bisher aufgewendeten Bausummen beziffern sich auf etwa 100 Mill. $, und es dürfte sich dabei um eine der größten Bauausführungen handeln, die jemals von einer städtischen Verwaltung übernommen wurden. Die Gesamtausgaben für die neuen Strecken werden auf etwa 400 Millionen, die für das rollende Material und andere Betriebseinrichtungen auf 200 Millionen geschätzt; die neuen Strecken werden vier oder fünf Bezirke des Stadtgebiets durchschneiden und die bisherige Länge der Untergrundbahnlinien etwa verdoppeln.

Auch abgesehen von der Größe der Ausdehnung und der Kosten bietet das Werk viel Bemerkenswertes: Die heutigen Verhältnisse stellen vielfach weit höhere Anforderungen an Entwurf und Bau einer Untergrundbahn, als es vor 25 Jahren bei Inangriffnahme der ersten Strecken der Fall war. Eine Reihe von Hindernissen, wie unterirdische Bauwerke, Straßendurchschnitte, Kreuzung anderer Untergrundlinien, von Tunneln, Wasserrohren, großen Abwasserkanälen, mußten beim Entwurf berücksichtigt werden und stellen der Ausführung Aufgaben, deren Lösung oft nicht einfach ist.

Die Rücksicht auf reibungslosen Verkehr und die Bedürfnisse des Publikums führten vielfach zu einer recht verwickelten Linienführung und zu Kreuzungen; in einer Reihe von Straßen liegen zwei, an einigen Knotenpunkten sogar drei Stockwerke übereinander.

Bis zum Jahre 1904 hatten 25 Jahre lang die Hochbahnen den städtischen Verkehr bewältigt und durch fortdauernde Erweiterungen allmählich eine Baulänge von 131 km, eine Gleislänge von 310 km erreicht. Durch die erste Untergrundbahn wurde die Baulänge um 37 km, die Gleislänge um 112, später 122 km vermehrt, außerdem wurde die damals in den Zeiten stärksten Verkehrs herrschende Überfüllung auf der Hochbahn durch deren schrittweise Elektrisierung zu beheben gesucht. Dennoch wuchs auch auf den Linien der Untergrundbahn der Verkehr schon während der ersten fünf oder sechs Jahre dermaßen, daß lange vor der Erweiterung von 1913 die Verhältnisse auf ihr nahezu unerträglich geworden waren.

Das in diesem Jahre in Angriff genommene zweite Verkehrsnetz war auf eine Baulänge von 164, eine Gleislänge von 547 km berechnet und teils als Hoch-, teils als Untergrundbahn ausgebildet; sein völliger Ausbau erlitt jedoch durch den Krieg sehr erhebliche Verzögerungen,

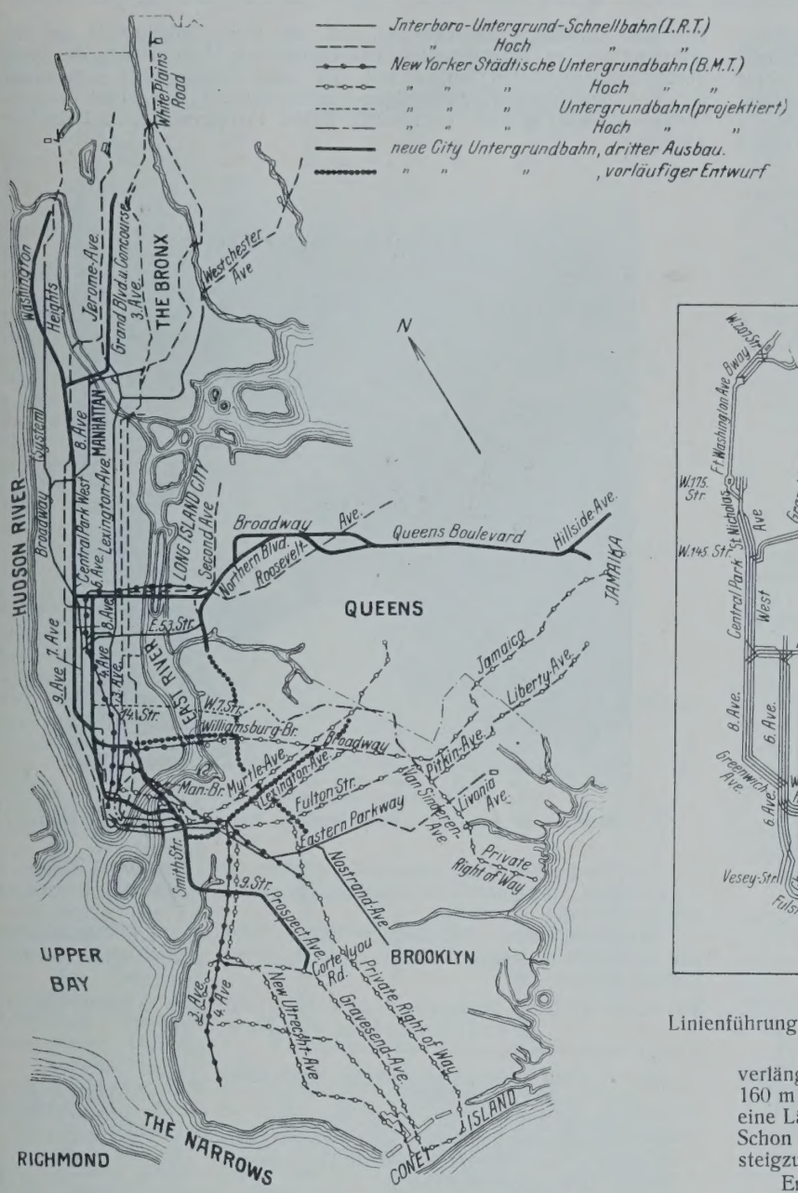


Abb. 1. Gesamtlageplan.

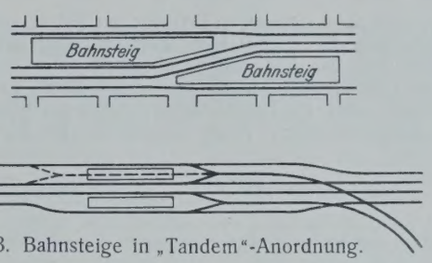


Abb. 3. Bahnsteige in „Tandem"-Anordnung.

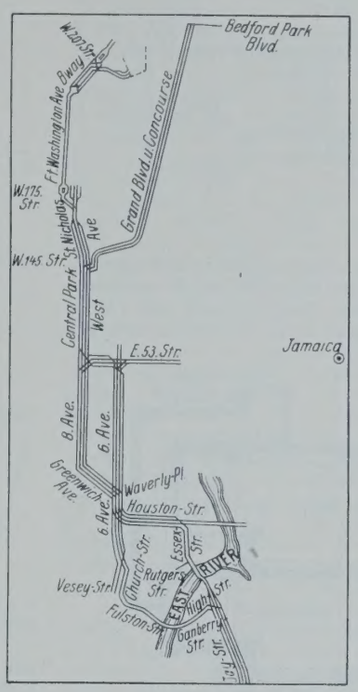


Abb. 2.
Linienführung auf Manhattan Island.

die Hochbahnen; im ganzen rechnet man also mit 450 jährlichen Fahrten auf den Kopf.

Unter dem Druck unabweisbaren Bedürfnisses wurde die weitere Ausdehnung des Schnellbahnverkehrs erwogen und vor zwei Jahren von den städtischen Behörden die Genehmigung zum Bau der Central Westpark-Linie, einer der Hauptstrecken des jetzt im Bau befindlichen Netzes, erteilt. Im Mai 1925 wurde dann der neue Gesamtplan angenommen. Er besteht in einer Doppelstrecke in der inneren Stadt, dem Manhattan-Bezirk, und teilt sich nach den Außenbezirken zu in fünf Linien: Ober-Manhattan-, West-Bronx-, Süd- und Mittel-Brooklyn- und Queens-Jamaica-Bezirk.

Aus Abb. 1 sind zufolge von Berichten im Eng. News-Rec. vom 17. Juni 1926 u. f. die im Bau befindlichen und geplanten Strecken des neuen Verkehrsnetzes zu erkennen; Abb. 2 zeigt als einen Ausschnitt daraus die Gegenden des stärksten Verkehrs, in denen vier, an einzelnen Punkten bis zu acht Gleise neben- oder übereinander geführt werden.

Beim ersten Ausbau waren die Haltestellen für Nahverkehr ursprünglich 61 m, die für Durchgangsverkehr 106 m lang; sie gestatteten das Vorfahren von fünf bis acht Wagen. Später wurden die Nahverkehrshaltestellen auf 67 m für sechs Wagen, die Durchgangshaltestellen auf 131, später auf 144 m für zehn Wagen verlängert. Beim zweiten Bauabschnitt wurden diese Maße auf 144 m bezw. 160 m erhöht, und die Bahnsteige des jetzigen, dritten Ausbaues erhalten eine Länge von 180 m. Die Länge der Wagen beträgt 15,85 bezw. 20,40 m. Schon beim zweiten Ausbau hatte man mit der Anlage von zwei Bahnsteigzugängen begonnen, was jetzt in noch weiterem Umfange geschieht.

Entlüftungsanlagen waren beim ersten Ausbau nachträglich eingebaut worden; beim zweiten wurde der durch die fahrenden Züge ohnehin verursachte Luftwechsel von vornherein durch geeignete bauliche Maßnahmen unterstützt, und für den Fall der Unterbrechung des Zugverkehrs wurden auch Ventilatoren eingebaut. Mit geringen Änderungen ist man beim jetzigen Ausbau hierbei geblieben.

Die Gleise waren beim ersten Ausbau durchweg in Schotterbettung verlegt; ebenso beim zweiten, hier jedoch mit Ausnahme der Haltestellen, die in Beton verlegte Gleise zeigten; bei den neuen Linien ist diese Ausführung durchweg vorgesehen mit Ausnahme von Stellen, wo besondere Anlagen Schotterbettung bedingen.

Große Sorgfalt ist der Frage der Vermeidung von Verzögerungen im Zugverkehr gewidmet: Um diejenigen durch Umsteigen möglichst zu

und als es 1918 endlich dem Verkehr übergeben werden konnte, war es bald ebenso überlastet wie das erste.

Wiederum stand man vor der Notwendigkeit einer baldigen Erweiterung, nicht nur zwecks Beseitigung der wachsenden Überfüllung, sondern auch um der zunehmenden Bevölkerung neue Siedlungsgelände zu erschließen.

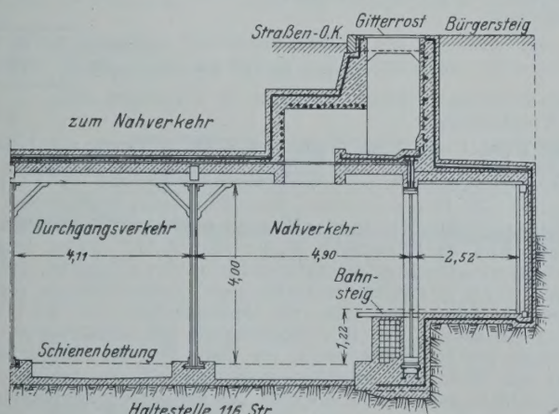


Abb. 4. Regelquerschnitt.

Außerdem war der Verkehr in den Geschäftsvierteln über alle Erwartungen gewachsen, was sich vor allem in der riesigen Steigerung des Straßenbahn- und Omnibusverkehrs äußerte: Gegenwärtig entfallen auf diesen etwa 180 Fahrten jährlich je Kopf der Bevölkerung, auf den Schnellverkehr etwa 270, davon etwa 60 bis 65% auf die Untergrundbahn, der Rest auf

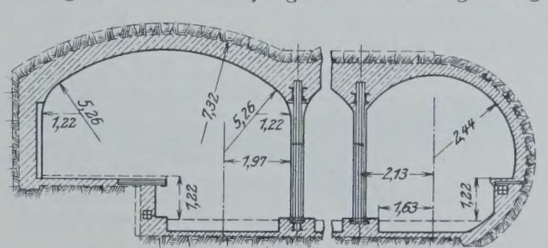


Abb. 5. Querschnitt bei Tunnelvortrieb.

beschränken, ist eine größere Anzahl von Durchgangsbahnhöfen für Schnellverkehr in der inneren Stadt vorgesehen. Um in den Grenzen der vorhandenen Straßenbreite von 30 m die Breite der Bahnsteige möglichst groß halten zu können, hat man nach Abb. 3 an besonders wichtigen Punkten sogenannte Tandem-Bahnsteige vorgesehen, wodurch sich z. B. an der Haltestelle 42. Straße / 8. Avenue Breiten von 9 bis 11 m anstatt der üblichen von 6,70 bis 7,30 m haben erzielen lassen.

Der beim ersten Bauabschnitt gewählte Ausbau mit Eisenträgern und rechteckigem Querschnitt (Abb. 4) ist auch jetzt als Regel beibehalten

worden; nach den seitherigen Erfahrungen hat er sich sowohl in baulicher Beziehung wie für den Betrieb bewährt, zeigt keine störenden Schallwirkungen und ist frei von Feuchtigkeit. Wo die Strecke in größerer Tiefe unter Straßen-O.K. in festem Gestein führt, sowie bei der Kreuzung von Flüssen wird im Tunnel-Schildvortrieb gearbeitet und das in Abb. 5 dargestellte Kreisprofil in Beton hergestellt. Die Abmessungen des neuen

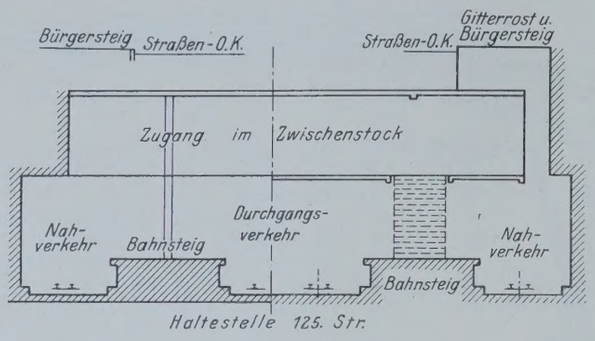


Abb. 6.

Normalprofils sind etwas größer als beim ersten Ausbau: Während bei diesem die lichte Höhe über S.-O. 3,95 m, die lichte Weite 3,80 m betrug, hat man bereits beim zweiten Ausbau diese Masse mit 4,0 und 4,10 m angenommen und das auch jetzt beibehalten. Die Einzelheiten sind aus der Abb. 4 u. 6 ersichtlich.

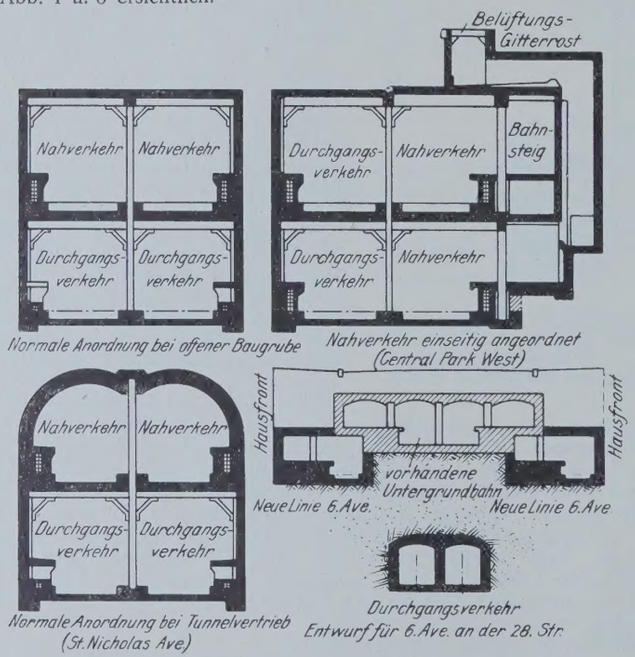


Abb. 7. Untergrundbahnquerschnitte bei verschiedener Anordnung von Nah- und Durchgangsverkehr.

Einige notwendige Abweichungen von diesem Normalprofil sind in Abb. 7 dargestellt.

Bei der Linienführung sollen Kurven unter 700 m Halbmesser möglichst vermieden werden, doch kommen an einzelnen scharfen Ecken auch solche von 180 m, an den engsten Stellen sogar von nur 106 m vor. Die stärkste Steigung ist mit 3 : 100 vorgeschrieben; auch sie wird an einzelnen

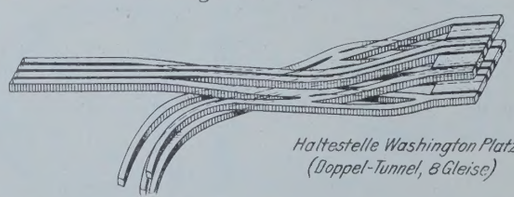


Abb. 8. Beispiel für die Kreuzung und Nebeneinanderführung zahlreicher Linien für Nah- und Durchgangsverkehr.

schwierigen Punkten überschritten werden müssen. Bei den früheren Ausbauten sind übrigens Kurven von 55 bis zu 45 m Halbmesser und — bei Tunnelrampen — Steigungen bis zu 4,5 und 5,3 : 100 zugelassen worden.

Mit dem Bau der Linie Washington Height—Centralpark West wurde um die Mitte 1925 begonnen; heute arbeitet man in 17 Losen, die die gesamte Westseite des Stadtzentrums von Manhattan bis nördlich zum Harlem-Schiffahrtkanal bedecken. Bei Aufstellung des Entwurfs ist man von der Auffassung ausgegangen, daß das neue Verkehrsnetz als ein selbständiges, in sich geschlossenes Ganzes zur Verbesserung des New Yorker Schnellverkehrs wirken soll. Es kann jedoch auch gemeinsam mit den bestehenden gleichartigen Verkehrsmitteln von einer der vorhandenen Gesellschaften oder einer neuen Privatgesellschaft betrieben werden.

Abb. 9. Bauaufnahme in der 35. Straße.
(Man beachte die vergleichsweise geringe Einengung des Verkehrs.)

Der Verdingungspreis schwankt zwischen 1,25, 1,56 und 1,72 Mill. $ f. 1 km Gleis, was einem Durchschnittspreise von 6,25 Mill. $ f. 1 km viergleisiger Strecke entspricht.

Bei diesen Zahlen sind sämtliche Beton-, Schotter- und Pflasterarbeiten mit einbegriffen, dagegen nicht die für Gleis-, Signal- und sonstige Betriebsanlagen.

Voraussichtliche Ausgaben und Gewinne des neuen Untergrundbahnnetzes von New York.

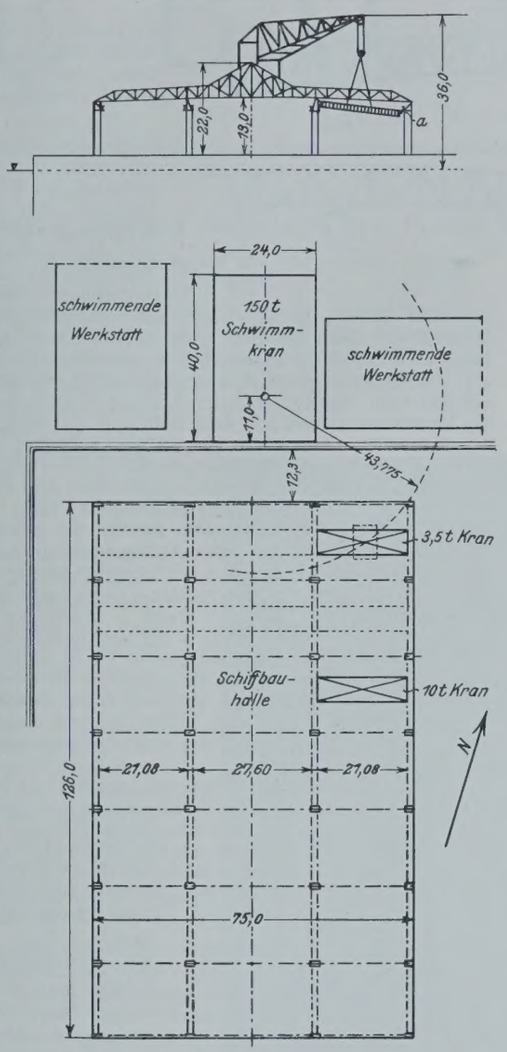
Ausgaben:	
Strecke, Haltestellen, Gleisanlagen, Werkstätten-, Lager- und Verwaltungsgebäude	345 005 000 $
Betriebseinrichtungen einschl. Kraftanlagen	101 000 000 $
Immobilien-Erwerb für Bau- und Betriebszwecke	24 320 000 $
Umlegung von Abwasser- und dergl. Leitungen	5 800 000 $
Neuer Abwasser-Sammelkanal	640 000 $
Verwaltungs-, Entwurfs- und Bauleitungskosten	30 000 000 $
Insgesamt, jedoch ausschließlich Zinsen während der Bauzeit	506 765 000 $
Verkehr:	
Im Jahre überschläglich Fahrgäste	402 000 000
Verkehrseinnahmen:	
Fahrgelder bis 5 Cent je Person	20 100 000 $
Außerdem	603 000 $
Insgesamt	20 703 000 $
Davon ab für Betriebsausgaben	13 366 500 $
Reine Betriebseinnahmen, verfügbar für Verzinsung und Amortisation	7 336 500 $

Man rechnet mit einem ungefähren Kostenaufwande von 125 000 000 $ für das Baujahr und hofft, den Betrieb im Jahre 1931 eröffnen zu können.

Kittel.

Umsetzen eines Deckenlaufkranes mittels Schwimmkranes. Auf der Werft Kiel der „Deutsche Werke Kiel A.-G." wurde kürzlich ein Deckenlaufkran unter bemerkenswerten Umständen umgesetzt. Im östlichen Seitenschiffe der Schiffbauhalle laufen zwei Deckenlaufkrane von 21,08 m Stützweite (s. Abb.), und zwar ein Deckenlaufkran von 3,5 t Tragfähigkeit und ein solcher von 10 t Tragfähigkeit mit ausfahrbarem Ausleger. Der erstere hat ein Eigengewicht von etwa 15 t, der letztere ein Eigengewicht von 27 t. Der Arbeitsvorgang innerhalb der Schiffbauhalle erforderte, daß in dem nördlichen Teile des östlichen Seitenschiffes schwere Maschinen, insbesondere eine Wasserdruckpresse zum Biegen von Schiffsplatten, aufgestellt wurden. Die vorhandene Anordnung der Deckenlaufkrane entsprach jedoch nicht der Aufstellung der Bearbeitungsmaschinen. Wenn der 10-t-Deckenlaufkran größere Arbeitsstücke an die schweren Werkzeugmaschinen zu bringen hatte, mußte der 3,5-t-Kran vor ihm weichen und war während der Tätigkeit des 10-t-Kranes im Felde der schweren Maschinen für den übrigen Teil der Schiffbauhalle stillgelegt.

Die Reihenfolge beider Krane mußte deshalb vertauscht werden. Zu diesem Zwecke war der eine Kran von seiner Laufbahn herunterzunehmen, auf den Boden der Halle abzusetzen, nach dem Vorfahren des zweiten Kranes wieder hoch zu ziehen und auf die Kranbahn zu setzen. Um die Arbeiten in der Schiffbauhalle nicht unnötig lange zu unterbrechen, mußte das Umsetzen der Krane in möglichst kurzer Zeit vor sich gehen.



Da die Schiffbauhalle günstig am Wasser gelegen ist, entschloß man sich, den 150-t-Schwimmkran der „Deutsche Werke Kiel A.-G." zu Hilfe zu nehmen, der bei seiner äußersten Ausladung von 43,75 m, von Mitte Kransäule gerechnet, eine Tragfähigkeit von 30 t besitzt. Wie die Abbildung zeigt, reicht diese Ausladung gerade noch aus, um den zu versetzenden Laufkran zu erreichen. Innerhalb des zweiten Binderfeldes, von der Wasserseite aus gerechnet, wurde vorher aus der hölzernen Dachhaut eine (in der Abbildung punktiert angegebene) Öffnung herausgeschnitten, die groß genug war, um die Kranstroppen hindurchzulassen. Da der vorhandene Platz nicht ausreichte, den Laufkran um seine senkrechte Achse zu drehen und dadurch von der Kranbahn frei zu bekommen, mußte er in schräger Stellung hinuntergelassen werden. Die Kranbahn *a* wurde vorher losgenommen und nach der Außenwand zu verschoben. Wegen seines geringeren Gewichtes wurde der 3,5-t-Kran für die Auswechslung gewählt. Nachdem der Kran auf den Boden der Halle abgesetzt war, wurde zunächst die Kranbahn *a* wieder angeschlossen, so daß der 10-t-Kran bis an das Ende der Halle vorfahren konnte. Das Hochziehen des 3,5-t-Kranes ging in derselben Weise vor sich wie das Herunterlassen. Die Kranbahn *a* mußte zu diesem Zwecke ein zweites Mal gelöst, verschoben und wieder angeschlossen werden.

Die ganze Arbeit der Auswechslung bis zur Betriebsfertigkeit nahm sechs Stunden in Anspruch. Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel.

Bau einer eisernen Fachwerkbrücke auf Sumatra im freien Vorbau über 50 m. Von der Brückenbauabteilung der Niederländisch-Indischen Bauverwaltung wurde vor kurzem über den Kommering-Fluß bei Martapoera im Zuge der Eisenbahn Palembang—Telok Betong eine eiserne Fachwerkbrücke hergestellt, die nach Abb. 1 den Fluß in drei Öffnungen von je 62 m überspannt. Nach einem Berichte von Bijlaard in „De Ingenieur" vom 14. August 1926 entstanden dabei infolge der Lage der Baustelle unmittelbar neben einer scharfen Flußkrümmung, wegen der starken Strömung des Flusses und des von ihm mitgeführten Treibholzes erhebliche Schwierigkeiten bei der Aufstellung eines Lehrgerüstes für die rechte Brückenöffnung.

Man mußte sich deshalb entschließen, den Überbau für diese Öffnung im freien Vorbau herzustellen: Eine zuverlässige Verankerung erhielt man dabei am linken Ende durch das Einfügen der (in Abb. 1 dünn ausgezogenen) Hilfsstäbe 11′—1′ und 12—0 zwischen den Ober- und Untergurten der beiden Überbauten. Am rechten Endauflager fehlte die Möglichkeit einer zuverlässigen Verankerung, die kräftige Verbindung des linken Brückenteils mit dem Fachwerk der Mittelöffnung ließ es jedoch von vornherein erlaubt erscheinen, weit über die Hälfte der rechten Öffnung vom linken Auflager aus zu überbrücken und acht der vorhandenen zwölf Gefache zusammenzusetzen. Man hätte sogar den ganzen Überbau von links her vollenden können, wenn man nach Fertigstellung der ersten acht Felder im freien Vorbau unter Knotenpunkt 8 einen Hilfspfeiler errichtet und von diesem aus die letzten vier Felder angeschlossen hätte. Da auch sämtliche Baustoffe, Träger und Geräte von links her angeliefert wurden, hätte dieses Verfahren eine Reihe von Vorteilen besessen, und das Bauprogramm war ursprünglich auch in diesem Sinne aufgestellt.

Bevor man jedoch an das Aufstellen dieses Hilfspfeilers gehen konnte, hatte sich (vergl. Abb. 1 u. 2) infolge des Baues der beiden gemauerten Zwischenpfeiler und der Lehrgerüste für die beiden anderen Öffnungen das Strombett so sehr nach rechts verschoben, daß sowohl Tiefe wie Stromgeschwindigkeit an der fraglichen Stelle erheblich größer als angenommen waren. Man stand daher vor der Frage, ob die vorzustreckende Länge sich wohl über mehr als acht Felder ausdehnen und dadurch der Hilfspfeiler sich näher an das rechte Ufer rücken lassen würde. Bedingung dabei war, daß die alsdann über dem rechten Zwischenpfeiler entstehenden negativen — aufwärts wirkenden — Momente keine Überbeanspruchung der Verankerung mit der Mittelöffnung verursachten.

Nach Abb. 1 bot sich für den Hilfspfeiler ein günstiger Platz unter Feld 11 auf einem Bankett der Uferböschung, was nur etwa $^1/_5$ derjenigen Kosten erforderte, die seine Aufstellung in der tiefen Stromrinne verursacht hätte.

Die zur Verminderung des negativen Momentes über dem Strompfeiler getroffenen Maßnahmen bestanden in dem vorläufigen Fortlassen der Längsträger des oberen Windverbandes bei dem vorzustreckenden Brückenteil, in der Verwendung eines leichten hölzernen Montagegerüstes, ferner in dem möglichst beschleunigten Vorbau bis zum Hilfspfeiler, endlich in der Ausnutzung der Biegefestigkeit des Untergurtes, wobei als größte Zugbeanspruchung 1400 kg/cm² zugelassen waren.

Der Bauvorgang gestaltete sich folgendermaßen: Nachdem die mittlere Brückenöffnung vollendet und ausgerüstet war, wurde der Überbau der rechten Öffnung vom rechten Zwischenpfeiler aus in der Weise zusammengesetzt, daß der Montagebock zunächst bei Knotenpunkt 11′ der Mittelöffnung aufgestellt, der Hilfsträger 11′—1′ versetzt und in der Mitte durch einen (in Abb. 1 gestrichelt eingetragenen) Holzpfosten versteift wurde. Alsdann Vorschieben des Bockes bis zu diesem Holzstiel, Einbau der Schrägstreben 1′—6, der Pfosten 1′—1 und der Untergurtstäbe 0—2, die wie alle Gurtstäbe über zwei Felder durchgehen; weiteres Vorrücken des Bockes nach Knotenpunkt 1′, Versetzen der Stäbe 1′—2, 2′—2 und 1′—3′, Aufstellung des Bockes in 2′, Versetzen der Stäbe 3′—2, 3′—3 und 2—4 usw. Nachdem auf diese Weise sieben Felder zusammengebaut waren und das Montagegerüst sich bei Knotenpunkt 7′ befand, wurde von dem bisherigen Bauvorgang abgewichen und — um die Brücke schnell auf dem Hilfspfeiler auflagern zu können — nach Abb. 2 gleich der Untergurtstab 8—10 verlegt und an Stab 6—8 angeschlossen. Dabei fand der Knotenpunkt 10 Unterstützung auf etwa 1,50 m auskragenden Schienenbündeln, die über den Hilfspfeiler gelegt und am Landwiderlager gegen Überkippen gesichert waren.

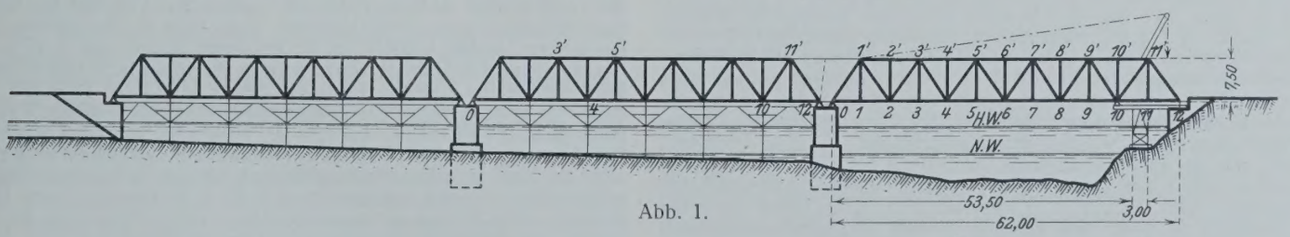


Abb. 1.

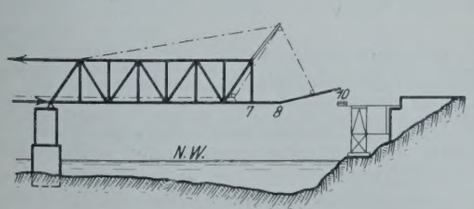


Abb. 2.

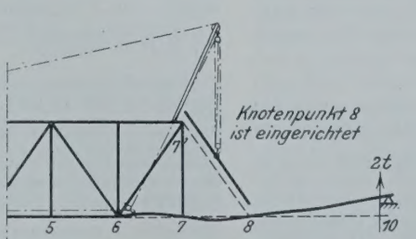


Abb. 3.

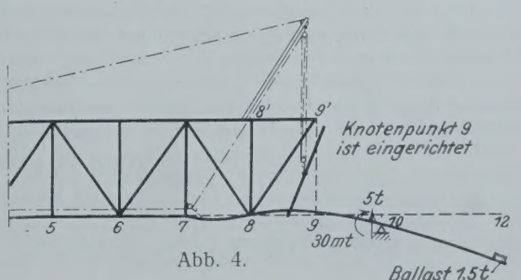


Abb. 4.

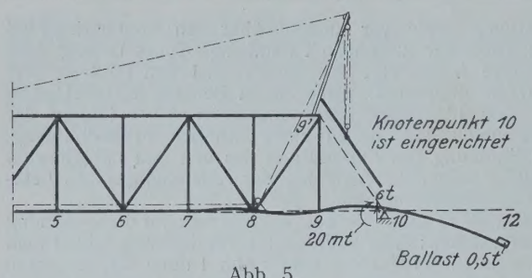


Abb. 5.

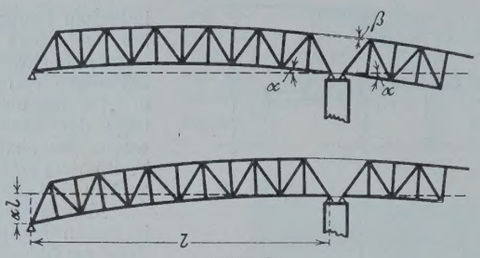


Abb. 6.

Größere Beanspruchungen als beim Einbringen des schweren Trägers 8—10 kamen nicht in Frage, so daß nach Anschluß des Knotenpunktes 8 und nach Unterstützung von Punkt 10 auf dem Hilfspfeiler die Brücke vollständig entlastet werden konnte. Die Größe des Stützdruckes in 10 wurde außer durch die im Untergurt zuzulassende Biegungsspannung noch durch die Bedingung bestimmt, daß der erste an das Fachwerk anzuschließende und dem schon fertigen Brückenteil nächste Knotenpunkt des Untergurtes unbedingt genau richtig verlegt werden mußte, da andernfalls auch die weiteren Stäbe nicht passen konnten. Nach Abb. 3 betrug dieser Stützdruck gleich nach dem Anbringen der Gurtung 8—10 ungefähr 2 t, wobei der Punkt 8 in die richtige Lage gebracht und die Streben 7'—8 eingebaut werden konnten. Ein anderer großer Vorteil dieser vorläufigen federnden Unterstützung war der, daß die Wirkung lotrechter Stöße auf das rechte Brückenende — z. B. durch einen vom Tau gelösten, fallenden Träger — jetzt viel geringer wurde, als wenn das Brückenende noch frei ausgekragt hätte.

Nach Anschluß der Strebe 7'—8 und des Knotenpunktes 8 (Abb. 4) wurden die Untergurtstäbe 10—12 nebst dem noch fehlenden unteren Windverband verlegt. Damit ferner die Brücke am Auflagerpunkte 12 gegen seitliche Verschiebung gesichert sei, wurden die Stabkräfte infolge Winddrucks in den am schwersten beanspruchten Untergurtstäben 10—12 und 0—2 vermindert. Zunächst wurde, um den Punkt 12 noch mit 1,5 t Ballast beschweren und in lotrechter Richtung frei hängen lassen zu könnnen, im Untergurt bei Punkt 10 ein negatives Moment von 30 tm angenommen. Da dieses die Gurtungen nach unten zu biegen strebte, konnte daraufhin in Punkt 10 ein viel größerer Stützdruck angebracht und demzufolge auch Punkt 9 sehr viel leichter in die richtige Höhe gebracht werden, als es bei freier Auflagerung der Fall gewesen wäre. Die erforderliche negative Querkraft in der Gurtung unmittelbar links von Punkt 10 betrug ungefähr 5 t gegenüber 1,5 t bei freier Auflagerung, wodurch das negative Moment über dem Strompfeiler um $5 \cdot 50 - 30 = 220$ tm vermindert wurde gegenüber nur 75 tm bei freier Auflagerung (Abb. 4).

Es konnten nunmehr die Stäbe 8'—8, 7'—9, 9'—8 und 9'—9 angeschlosen werden, was — da Punkt 9 leicht genau einzurichten war — ohne Schwierigkeiten gelang. Um nach Vollendung von Feld 9 die etwa 1 t wiegenden Streben 9'—10 anschließen zu können, mußte Knotenpunkt 10 genau eingerichtet und die entlastende negative Querkraft im Gurt links von Punkt 10 um 1 t erhöht, also auf 6 t gebracht werden. Zu diesem Zweck war der das negative Moment im Untergurt bei Punkt 10 vergrößernde Ballast bei Punkt 12 auf 0,5 t zu vermindern (Abb. 5).

Durch den Anschluß der Streben 9'—10 waren die Hauptträger bis zu dem vom Hilfspfeiler unterstützten Knotenpunkte 10 fertiggestellt; bei Annahme einer Entlastungsstützkraft in Punkt 10 von 6 t für jeden Hauptträger betrug das größte negative Moment am Strompfeiler etwa 1800 tm, entsprechend einer größten Zugkraft von 240 t in den Hilfsstäben 11'—1.

Bevor die Hauptträger bis zu Punkt 10 fertig waren, war durch entsprechende Rechnung stets vollkommen genau bekannt, wie groß die entlastend wirkende negative Querkraft in der Gurtung unmittelbar links zu sein hatte, damit die Punkte 8, 9 und 10 genau unabhängig von einer etwaigen Sackung des Hilfspfeilers, Temperaturwirkung oder dergleichen eingerichtet werden konnten. Nach Erreichung des vorgenannten Punktes bestand diese Möglichkeit zur Ermittlung des Auflagerdruckes nicht mehr; dieser und damit das negative Moment über dem Strompfeiler mußten vielmehr wegen der jetzt vorhandenen statischen Unbestimmtheit versuchsweise durch lotrechte Verschiebung der Unterstützung auf dem Hilfspfeiler ermittelt werden.

Um trotzdem sicher zu gehen, daß auch während des Zusammensetzens der letzten Felder dieses Moment nicht über die äußerste Grenze von 1800 tm anwachse, wurden die Obergurtstäbe 3'—5' des mittleren Überbaues, die bei Punkt 5' vorläufig noch nicht genietet waren, gelöst und veranlaßt, daß 1 mm Zwischenraum zwischen ihnen und den nächsten Obergurtstäben blieb, wodurch in den letzteren kein Druck auftreten konnte, während in dem den Punkten 3' und 5' gegenüberliegenden Punkte 4 das Moment 0 wurde, also theoretisch ein Gelenk entstand. Dadurch erhielt das von der mittleren auf die rechte Öffnung übertragene Moment den konstanten Wert

$$^2/_3\, ql \cdot {}^1/_3\, l + {}^1/_6\, ql \cdot {}^2/_3\, l = {}^1/_3\, ql^2 = 1740 \text{ tm},$$

und bei dem in Rede stehenden Stande des Zusammenbaues wurde der Größtwert des auf dem Hilfspfeiler zu erwartenden Auflagerdruckes um $\frac{1800 - 1740}{50} = 1{,}2$ t größer. Der Unterschied war jedoch der, daß während für die Stützkraft in 10 zuerst ein bestimmter Wert angenommen wurde und das über dem Pfeiler auftretende Moment von der in die Berechnung eingesetzten größten Belastung abhing, jetzt umgekehrt für das genannte Moment ein bestimmter Wert angenommen wurde und der Auflagerdruck in Punkt 10 von der wirklich vorhandenen Belastung abhing, wobei diese unter den gegebenen Verhältnissen jedoch höchstens 7 t werden konnte.

Da nun bei dem weiteren Zusammenbau der letzten Felder nur dafür zu sorgen war, daß die Stäbe 3'—5' spannungslos blieben, war dabei das Moment über dem Zwischenpfeiler konstant = 1740 tm, sodaß der größte auf den Hilfspfeiler zu erwartende Auflagerdruck etwa 20 t für jeden Hauptträger wurde. Als diese dann vollendet waren, verlegte man den oberen Windverband, schloß die Stäbe 3'—5' des mittleren Überbaues wieder fest an und richtete die Brücken durch Druckwasserwinden unter dem Endauflager sorgfältig so ein, daß der Auflagerdruck sich gleichmäßig verteilte und im linken Endauflager kein Moment auftreten konnte; endlich löste man die Hilfsstäbe der Verankerung zwischen dem mittleren und dem rechten Überbau.

Nunmehr wurden die Längsträger endgültig eingefluchtet und die Überbauten über den Zwischenpfeilern durch einen Zugstab in Ober- und Untergurt äußerlich verbunden, jedes der drei Fachwerke jedoch nach Abb. 1 u. 6 für sich besonders aufgelagert. Beim Vorstrecken des Überbaues der rechten Öffnung nahm das auf die mittlere Öffnung ausgeübte Moment zu, wodurch das rechte Auflagerende der letzteren eine Drehung α erfuhr und — abgesehen von der Längenänderung der Hilfsstäbe — auch das linke Auflagerende des rechten Überbaues sich um diesen Winkel α nach unten drehte. Hierdurch mußte — wenn die Verbindung von 12—1 gelenkig war — eine Drehung α der Endstreben und Endobergurte beider Überbauten und der Verbindung von 12—0 entstehen (Abb. 6b). Diese war jedoch sehr steif, so daß die genannten Stäbe auf Biegung beansprucht wurden, und es war deshalb nötig, diese auf verschiedene Weise meßbare Drehung α, falls sie zu groß wurde, dadurch wieder auszuschalten, daß man das linke Auflagerende des mittleren Überbaues ein wenig nachließ (Abb. 6 unten).

Die beiden anderen Überbauten wurden auf hölzernen Lehrgerüsten mit Hilfe eines hölzernen Drehkranes zusammengesetzt Die Gesamtkosten des Zusammenbaues aller drei Überbauten betrugen einschließlich der Lehrgerüste für die beiden linken und der für die Montage der rechten Öffnung vorübergehend erforderlichen Walzprofile und Träger etwa 35 000 Gulden oder etwa 70 Gulden/t, was Bijlaard für Süd-Sumatra, wo die Löhne etwa $1^1/_2$ mal höher als in Java sind, als recht billig bezeichnet. Ki.

Washington A. Roebling †. Mit Washington A. Roebling ist einer der bedeutendsten Brückenbauer Amerikas dahingegangen. Er starb in seinem 90. Lebensjahre. Sein hohes Alter erklärt, daß seine Hauptwerke bereits vor langer Zeit entstanden sind. Schon im Jahre 1854 bekam der Name Roebling Weltruf durch die gemeinsame Tätigkeit des jetzt Verstorbenen mit seinem Vater. In diesem Jahre hatte das von Vater und Sohn geleitete Unternehmen die 250 m weit gespannte Drahtkabelbrücke für Eisenbahn- und Straßenverkehr über die Niagarafälle geschaffen. Noch andere mannigfache Brückenbauten wurden von dem Unternehmen ausgeführt. Die Spitzenleistung stellt die um 1870 geschaffene Brooklynbrücke dar, die mit ihren 488 m Spannweite auch heute noch, trotz der mit den viel besseren Hilfsmitteln unserer jetzigen Technik erbauten neueren Brücken als eine Großtat anzusehen ist. Das letzte größere Brückenbauwerk, an dessen Aufbau der Verstorbene beteiligt war, ist die Bear-Mountain-Hängebrücke, über die wir bereits in der „Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 194, berichtet haben.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Zippel, Vorstand des E. V. A. 1 Coblenz, als Mitglied zur R. B. D. Stuttgart, Paul Lehmann, Vorstand des E. B. A. Königsberg (Neum.), als Vorstand zum E. B. A. 3 Dortmund, Kriesel, Vorstand des E. B. A. 3 Breslau, als Vorstand zum E. B. A. 2 Liegnitz, Faßnacht, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Rheine, als Vorstand zum E. B. A. Königsberg (Neum.), Backofen, bisher beim E. B. A. Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Stettin, Fricke, bisher bei der R. B. D. Münster (Westf.), als Vorstand zur Eisenbahn-Bauabteilung Rheine, Hensch, bisher beim E. B. A. Siegen, als Vorstand zur neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung Gevelsberg, Ruß, bisher beim Bauamt 1 Chemnitz, zur R. B. D. Karlsruhe, Seibold, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zur Bauinspektion Freudenstadt und Schenkelberg, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Weener, zur R. B. D. Frankfurt (M.), Reichsbahnamtmann Brauns, bisher beim E. B. A. 2 Hannover, zum E. B. A. 1 Stendal, sowie Reichsbahnbaumeister Hesebeck, bisher bei der R. B. D. Breslau, zur Eisenbahn-Bauabteilung Münster (Westf.).

Gestorben: Reichsbahnrat Ramerio, Vorstand des Personalbureaus der R. B. D. Stuttgart.

INHALT: Einlagesteine in Gußbetontalsperren. — Die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. Oder. (Schluß.) — Die Kanalisierung der holländischen Maas. — Die Ausbiegungen eines Druckstabes bei Überschreitung der Knicklast. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Abschließung und Trockenlegung der Zuidersee. — Bau der neuen Untergrundbahn in New York. — Umsetzen eines Deckenlaufkranes mittels Schwimmkranes. — Bau einer eisernen Fachwerkbrücke auf Sumatra im freien Vorbau über 50 m. — Washington A. Roebling †. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

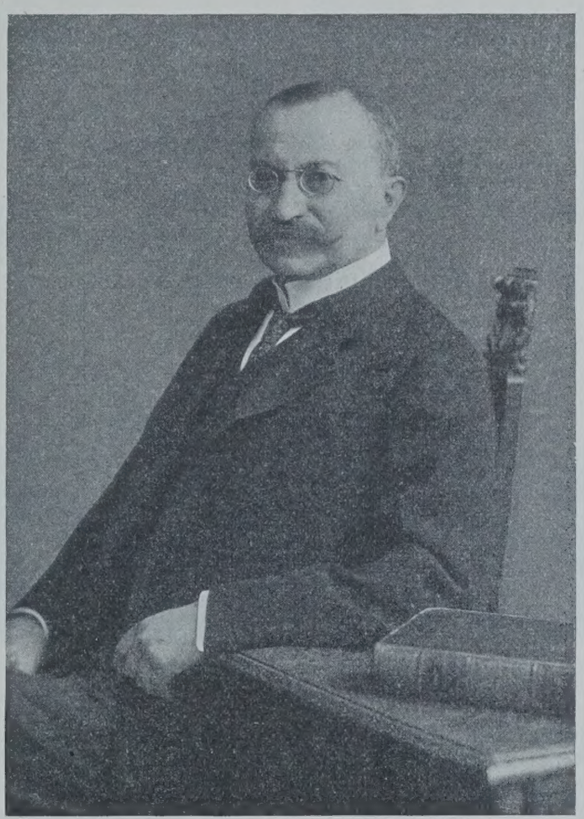
DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 3. Dezember 1926. Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Fünfzigjähriges Jubiläum der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles.

Bei der diesjährigen Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Aachen hat Dr.-Ing. ehr. Moritz Klönne das Wort geprägt, daß jede unserer großen Brückenbauanstalten auf ihrem Fachgebiete eine kleine technische Hochschule für sich bilde, und daß alles darangesetzt werden müsse, um dieses Rüstzeug dem deutschen Volke zu erhalten. Diesem Worte muß jeder wirklich Eingeweihte durchaus zustimmen. Die technischen Bureaus unserer großen Brückenbauanstalten sind die Pflegstätten der von strenger Wissenschaft durchdrungenen Berechnung und baulichen Durchbildung der eisernen Brücken, sind die Stätten, in denen mit Eifer an dem Fortschritt der Brückenbauwissenschaft, an der Ästhetik der Brückenformen und an dem Ersinnen zweckmäßiger Arten der Aufstellung eiserner Brücken gearbeitet wird. In den technischen Bureaus unserer großen Brückenbauanstalten sind die Wettbewerbentwürfe für die großen in- und ausländischen Brückenbaupläne entstanden, die die Brückenbauwissenschaft so außerordentlich befruchtet und die dem deutschen Brückenbau im Auslande zu großem Ansehen verholfen haben. Ein solches Bureau muß natürlich über einen Stab hervorragender erfinderischer Köpfe, tüchtiger Mathematiker, Statiker und Konstrukteure verfügen, die aufeinander eingearbeitet sein müssen, um schnell und sicher auch für große und schwierige Aufgaben die Lösung zu finden. Ein solches Bureau läßt sich nicht von heute auf morgen zusammenstellen, auch nicht unter Aufwendung bedeutender Mittel; es kann großen Anforderungen nur gerecht werden, wenn alle Kräfte in langer Zusammenarbeit aufeinander eingespielt sind. Deshalb ist die Erhaltung dieser Bureaus von der allergrößten Bedeutung für den hohen Stand des deutschen Brückenbaues und die Leistungsfähigkeit unserer Eisenbauindustrie. Die guten Leistungen des technischen Bureaus können sich natürlich nur voll auswirken, wenn die Tätigkeit der Anreißer und Aufzeichner und die Arbeiten der Handarbeiter und der Maschinen in der Werkstatt mit ihnen in gutem Einklang stehen, und wenn schließlich zweckmäßige und einwandfreie Aufstellungsarten die einzelnen Bauwerke vollenden. Technisches Bureau, Werkstatt und Montage müssen gut aufeinander eingearbeitet sein, um eine glatte Abwicklung des ganzen Arbeitsvorganges zu gewährleisten. Im technischen Bureau dürfen keine baulichen Einzelheiten entworfen werden, die sich zwar auf dem Papiere gut ausnehmen, aber in der Werkstatt bei der Bearbeitung Schwierigkeiten machen oder sich nicht montieren lassen. Eine große Brückenbauanstalt ist ein kompliziertes Instrument, bei dem alle Saiten gut zusammenstimmen müssen. Die wirtschaftlich so schwierigen Zeiten, in denen wir leben, bedrohen auch unsere großen Brückenbauanstalten. Es ist der lebhafte Wunsch aller Eingeweihten und Einsichtigen, daß diese Gefahr von unsern großen Brückenbauanstalten abgewendet werde.



Geh. Kommerzienrat Georg Beuchelt,
Begründer der Firma Beuchelt & Co. † 1913.

Diesen aufrichtigen Wunsch hegen wir auch für die Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles., die am 1. Dezember d. J. auf ein 50jähriges Bestehen zurückblicken darf. Die Firma Beuchelt hat sich in dieser Zeit aus kleinen Anfängen zu einer der bedeutendsten Eisenbauanstalten Deutschlands entwickelt, die ihrem Ursprungsbetriebe auch noch den Waggonbau und den Tiefbau angegliedert hat. Der erst 24 Jahre alte Brückeningenieur Georg Beuchelt erwarb zusammen mit dem ihm befreundeten Ingenieur Ribbeck am 1. Dezember 1876 die Grünberger Zweigniederlassung der Niederschlesischen Maschinenbauanstalt, die fortan „Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles." genannt wurde. Unter der unermüdlichen Schaffenskraft und der Umsicht Beuchelts entwickelte sich das junge Unternehmen sehr schnell. Im Jahre 1886 wurde die Abteilung Waggonbau geschaffen. Im Jahre 1900 wurde dem Brückenbau die Abteilung Tiefbau angegliedert, um Brücken von Grund auf im ganzen herstellen zu können und sich nicht mehr auf die Herstellung der eisernen Überbauten beschränken zu müssen. Krankheit verhinderte den Teilhaber Ribbeck, seine volle Kraft dem Unternehmen auf die Dauer zu widmen. Im Jahre 1888 schied Ribbeck aus der Firma aus. Seitdem ruhte die Hauptarbeit und Verantwortung auf Beuchelts Schultern allein. Trotzdem fand der rührige, kraftvolle Mann noch Zeit zu gemeinnütziger Tätigkeit; er war Landtags- und Reichstagsabgeordneter und entfaltete auch in seiner Heimatstadt und in der Provinz eine lebhafte öffentliche Tätigkeit. Im Werk stand ihm lange der Regierungsbaumeister a. D. Thomas zur Seite, der das technische Bureau leitete und dem in erster Linie mit die ausgezeichneten Entwürfe der Firma Beuchelt & Co. zu verdanken sind. Im Jahre 1913 rief ein früher Tod den erst 61 Jahre alten Inhaber der Firma aus seinem arbeits- und erfolgreichen Leben ab. Das Werk ging in den Besitz seiner noch lebenden Schwester über. Seit dem Tode Beuchelts leitet Direktor Henke, der mit einer Nichte Beuchelts verheiratet ist, das ganze Unternehmen. Seit einigen Jahren steht ihm Direktor Dr.-Ing. Fischmann zur Seite.

Aus der Abteilung Brückenbau ist eine außerordentlich große Anzahl eiserner Brücken hervorgegangen, von denen 42 die Oder, 51 die Nebenflüsse der Oder und 403 Straßen und Eisenbahnen im Oderstromgebiet überbrücken, die aber auch in anderen Gegenden Deutschlands und an vielen Stellen des Auslandes Flüsse, Eisenbahnen und Straßen überspannen. Unter diesen befinden sich viele Brücken mit bedeutenden Abmessungen und mit sehr schönen Trägerformen in Balken-, Bogen- und Hängebrückenbauart. Auch bewegliche Brücken mit großen Stützweiten, namentlich Klappbrücken, stammen aus der Werkstatt Beuchelts. Abb. 1 zeigt die Straßenbrücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin. Sie ist eine Auslegerbrücke mit Hängegurten über den Mittelpfeilern. Ihre schöne leichte Trägerform und ihre guten baulichen Einzelheiten sind allgemein anerkannt. Abb. 2 stellt die bekannte, schöne Hängebrücke über die Oder in Breslau dar; sie ist die zweitgrößte Hängebrücke Deutschlands. Die Entfernung der Pylonenmitten mißt 126,6 m. Die Tragkette ist eine aus vier Teilen bestehende Flachbandkette, die durch eine sinnreich erdachte Aufhängung der Hängestangen gleichmäßig in allen vier Teilen belastet wird. Auch sonst zeigt die Brücke neuartige, sehr gut durchgebildete bauliche Einzelheiten. In der Abb. 3 ist die Baumbrücke über die Oder in Stettin wiedergegeben. Die beiden Seitenöffnungen werden von Zweigelenkbogen mit Zugband überbrückt. Über der Mittelöffnung liegt eine zweiflügelige, elektrisch angetriebene Klappbrücke. Abb. 4 veranschaulicht die in diesem Jahre fertig gewordene Eisenbahnbrücke über die Oder bei Küstrin. Die Überbauten sind abgeschrägte Halbparabelträger mit Strebenfachwerk und Unterteilung; sie sind aus hochwertigem Baustahl hergestellt. An bedeutenden Brücken aus der letzten Zeit seien noch genannt: die zweigleisige Eisenbahnbrücke über

Abb. 1. Swinemünder-Straßenbrücke über Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin. Gesamtlänge 60 + 30 + 48 + 30 + 60 = 228 m; Gesamtbreite 18,6 m; Gewicht 1700 t.

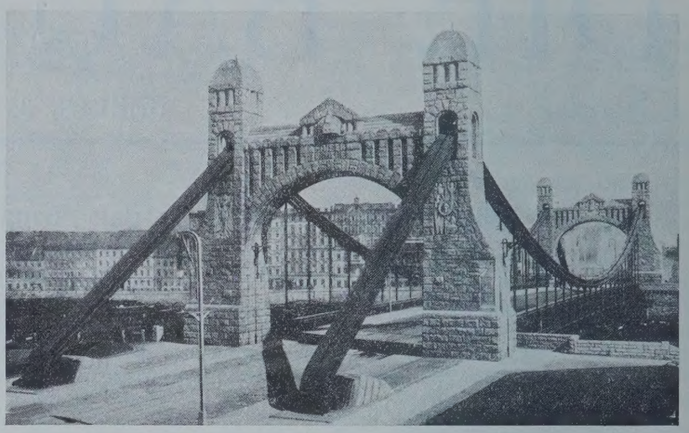


Abb. 2. Kaiserbrücke in Breslau. Breite 20 m; Gesamtlänge rd. 173,5 m; Gewicht 2300 t.

die Oder bei Cosel, die Eisenbahnbrücke über die Schiffahrtsoder in Breslau, die Eisenbahnbrücke über die Oder bei Deutsch-Nettkow, die Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Torgau und die Landebrücken in Stralsund-Hafen und Altefähr. Gegenwärtig ist die Firma mit der Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Frankfurt beschäftigt.

Auch bedeutende Ingenieurhochbauten sind in der Beucheltschen Werkstatt entstanden, unter vielen anderen die neuen Hallen des Bahnhofes Friedrichstraße in Berlin, die sehr schön geformte vollwandige Binder, gutes Licht und eine ausgezeichnete Raumwirkung haben (Abb. 5), und die neuen Bahnhofhallen in Frankfurt a. d. O. Auch im Eisenwasserbau hat die Firma Beuchelt erfolgreich gearbeitet. Aus ihrem Bureau stammt der in Gemeinschaft mit Bruno Schulz und Schnapp bearbeitete Entwurf für das Schiffshebewerk bei Niederfinow, der unter mehreren anderen von der Akademie des Bauwesens als der beste bezeichnet und auf Grund dessen der Minister der öffentlichen Arbeiten im Jahre 1913 mit der Firma in Verhandlungen wegen der Lieferung eingetreten war. Wenn der Krieg nicht gekommen wäre, würde der Entwurf auch wohl ausgeführt worden sein.

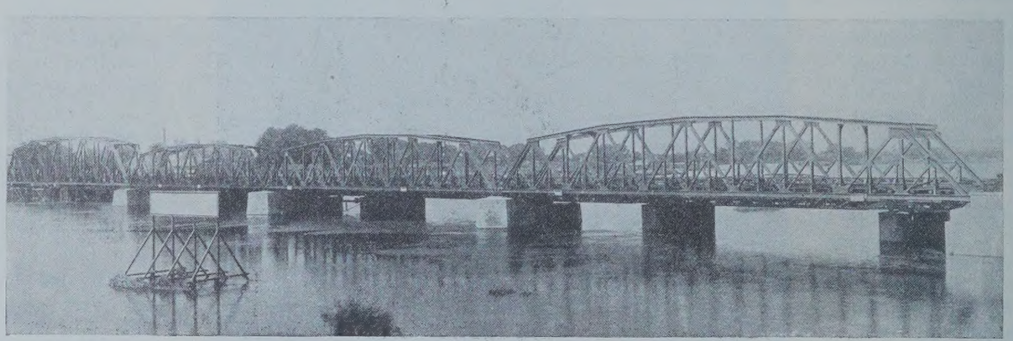


Abb. 4. Eisenbahnbrücke über die Oder bei Küstrin. Überbau von 80 m Stützweite in St 48; Gewicht 363 t.

Die Tiefbauabteilung hat sich besonders die Gründung von Brückenpfeilern, und zwar namentlich nach dem Druckluftverfahren angelegen sein lassen. Die Art der Senkkasten, die Beuchelt verwendet, ist dadurch gekennzeichnet, daß sie aus einem Eisengerippe bestehen, das zwischen Holzschalung einbetoniert wird, wodurch sie leicht und billig werden. An bedeutenden Bauwerken, bei denen Beuchelt die Pfeiler nach dem Druckluftverfahren gegründet hat, sind zu nennen: Baum- und Parnitzbrücke in Stettin, Hochbrücke bei Holtenau, Oderbrücke bei Aufhalt, Straßendrehbrücke bei Rendsburg, Rheinbrücke bei Wesel, Eisenbahnbrücke über die Spree beim Bahnhof Bellevue in Berlin, Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten und die Eisenbahnbrücke über die Westoder bei Stettin. Von der Tiefbauabteilung werden auch ganze Brückenbauwerke in Beton und Eisenbeton ausgeführt. Hier ist die kürzlich vollendete Straßenbrücke in Elbing zu nennen.

Der Betrieb in der Abteilung Waggonbau paßte sich in der ersten Zeit dem Betriebe in der Brückenbauwerkstatt an und erzeugte zunächst nur Wagen mit eisernen Kasten. Bald wurden jedoch auch Wagen mit hölzernen Aufbauten, offene und bedeckte Güterwagen, Packwagen und dergleichen gebaut. Im Jahre 1890 waren die Einrichtungen schon so vervollkommnet, daß nun der Bau jeglicher Personenwagen durchgeführt werden konnte. Das Werk war von da ab in der Lage, allen Ansprüchen, die an den neuzeitlichen Waggonbau bei Lieferung von D-Zug-Wagen, Schlafwagen, Speisewagen, Spezialgüterwagen usw. gestellt wurden, zu genügen. Aus der Beucheltschen Werkstatt ist eine sehr große Anzahl solcher Wagen nicht nur für die deutschen Eisenbahnen, sondern auch in das Ausland, Türkei, Donaustaaten, Italien, Dänemark, Asien und Afrika geliefert worden.

Das Beucheltsche Werk blickt auf große Erfolge zurück. Es hat sich Ansehen, Achtung und Vertrauen in den Kreisen der Abnehmer seiner Erzeugnisse und im deutschen Wirtschaftsleben erworben. Möchten ihm gute Zeiten beschieden sein!

Wenn ich es unternehme, dem Beucheltschen Werke zu seinem 50jährigen Bestehen einige Worte zu widmen, so geschieht dies auch aus dem Gefühle der Dankbarkeit. Ich hatte als junger Baumeister bei

Abb. 3. Straßenbrücke über die Oder (Baumbrücke) in Stettin. Zwei Öffnungen von je 48 m Stützw., elektr. betriebene zweiflügelige Klappbrücke von 17,5 m Lichtweite; Gewicht 1100 t.

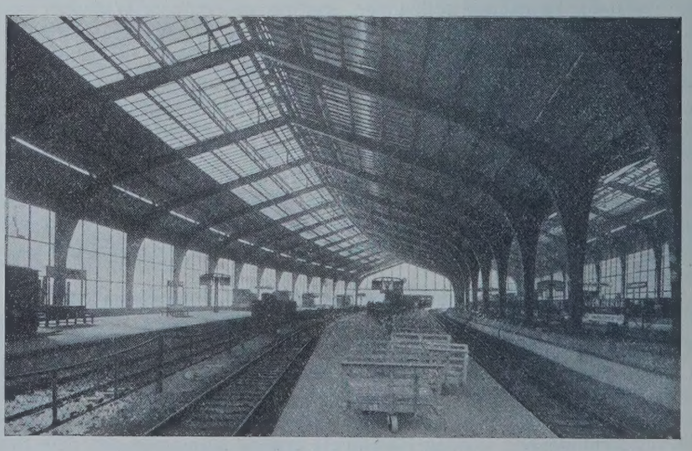


Abb. 5. Bahnhof Friedrichstraße in Berlin.

der Eisenbahndirektion Berlin bei der Durcharbeitung von Entwürfen und bei der Abnahme von Eisenkonstruktionen oft Gelegenheit, im Beucheltschen Werk zu sein. Dort habe ich reiche Anregungen für mein besonderes Fachgebiet, den Brückenbau, namentlich bei Aussprachen mit dem schon erwähnten Regierungsbaumeister a. D. Thomas über die Durchbildung baulicher Einzelheiten erhalten. Die Lust und Liebe für mein Fachgebiet entstammt nicht zum geringen Teil dem damaligen Verkehr in der Brückenbauanstalt Beuchelt.

Schaper.

Die Grenzen der Gültigkeit der Erddrucktheorien von Rankine und Coulomb.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister **Brandt** in Berlin.

In neuerer Zeit wird in Theorie und Praxis bei der Berechnung von Stützmauern u. dergl. vielfach das Verfahren zur Berechnung des Erddrucks nach Rankine dem etwas umständlicheren nach Coulomb vorgezogen, ohne daß der Entwerfende die Folgen jenes Verfahrens voll übersieht. Bezeichnet man mit ϱ den natürlichen Böschungswinkel des Erdbodens, mit ϑ den Winkel zwischen der Wand und der von ihrem Fußpunkte nach der Vorderseite verlaufenden Wagerechten (positiv, wenn die Wand über der Wagerechten verläuft), mit α den Winkel zwischen dem Gelände und der durch den Kopfpunkt der Wand nach hinten verlaufenden Wagerechten (positiv, wenn das Gelände nach hinten ansteigt) und mit δ den Winkel zwischen der Normalen auf der Wand im Angriffpunkte des Erddrucks und dessen Richtung, so darf, wie bekannt, nach der Theorie von Coulomb δ beliebig zwischen $+\varrho$ und $-\varrho$ gewählt werden, während es sich nach Rankine zwangläufig im Laufe der Rechnung ergibt, ohne daß meistens nachgeprüft wird, welchen Wert es tatsächlich hat und ob dieser im Einzelfalle zulässig ist.

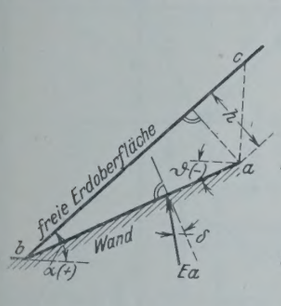


Abb. 1. $\alpha_{max} = +\varrho$; $\alpha_{min} = \vartheta$. $\vartheta_{min} = -\varrho$; $\vartheta_{max} = 0°$. δ mit α und ϑ wechselnd.

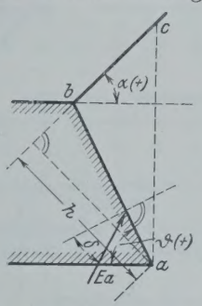


Abb. 2. $\alpha_{max} = +\varrho$; $\alpha_{min} = -\varrho$. ϑ wechselnd zwischen 0° und 90°. δ mit α und ϑ wechselnd, Größe s. Tabelle.

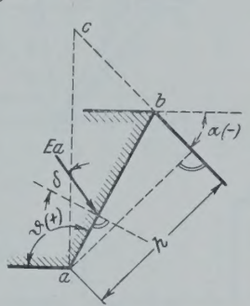


Abb. 3. $\alpha_{max} = +\varrho$; $\alpha_{min} = -\varrho$. ϑ wechselnd zwischen 90° und 180°. δ mit α und ϑ wechselnd, Größe s. Tabelle.

α kann (Abb. 1 bis 3) schwanken zwischen $-\varrho$ und $+\varrho$, ϑ zwischen $-\varrho$ und $+180-\varrho$; wendet man nun bei zusammengehörigen, innerhalb dieser Grenzen liegenden Werten von α und ϑ bei gegebenem ϱ die Erddrucktheorie nach Rankine an, so ergeben sich Werte für δ, die zwischen $-\varrho$ und $+\varrho$ schwanken. Um festzustellen, wie das Gesetz, nach dem δ sich ändert, im einzelnen verläuft, ist für alle überhaupt möglichen Werte von α, ϑ und ϱ von 10 zu 10° der Wert von δ nach Rankine rechnerisch und nach dem Satze vom Involutionszentrum zeichnerisch ermittelt worden. Die Tabelle gibt alle in der Praxis in Frage kommenden Werte von δ an; die für negatives ϑ und für $\vartheta > 140°$ sind weggelassen. Die Werte für ϑ, bei denen δ seinen Größt- oder Kleinstwert erhält oder $= 0$ wird, sind gesondert ermittelt und angegeben.

Man kann also durch Einsicht in die Tabelle ohne weiteres feststellen, welchen Wert etwa δ bei gegebenem α, ϑ und ϱ tatsächlich erhält oder, was dasselbe ist, wie groß δ bei Anwendung der Theorie nach Coulomb gewählt werden muß, damit deren Ergebnis mit dem nach Rankine übereinstimmt. Z. B. ist für $\alpha = 10°$, $\vartheta = +70°$ und $\varrho = 30°$: $\delta = 29° 30'$. Das Beispiel beweist, daß in einem ganz normalen Falle δ fast den Wert von $+\varrho$ erreicht, und eine genauere Durchsicht der Tabelle wird zeigen, mit wie hohen Werten von δ man unter normalen Verhältnissen bei Anwendung der Theorie nach Rankine häufig tatsächlich arbeitet. Vergleicht man für das benutzte Beispiel die nach den beiden Verfahren errechnete Größe des Erddrucks und seiner wage- und lotrechten Seitenkräfte miteinander, so ergibt sich nach Coulomb:

1. für $\delta = 0$: $E_w = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}49$; $E_l = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}18$; $E = {}^1/_2\gamma h^2 \cdot 0{,}52$
2. für $\delta = {}^1/_3\varrho$: $E_w = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}44$; $E_l = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}25$; $E = {}^1/_2\gamma h^2 \cdot 0{,}51$
3. für $\delta = {}^2/_3\varrho$: $E_w = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}42$; $E_l = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}35$; $E = {}^1/_2\gamma h^2 \cdot 0{,}55$
4. für $\delta = \varrho$: $E_w = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}35$; $E_l = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}42$; $E = {}^1/_2\gamma h^2 \cdot 0{,}54$

und nach Rankine:

$$E_w = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}35;\quad E_l = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}42;\quad E = {}^1/_2\gamma h^2 \cdot 0{,}54$$

Man sieht aus diesen Zahlen, daß es in diesem Falle, wie schon von anderen Seiten des öfteren betont, weniger darauf ankommt, nach welchem Verfahren die Größe E des Erddrucks ermittelt ist, als darauf, daß die Richtung von E den jeweiligen Verhältnissen entsprechend gewählt wird. Wendet man also bei der Berechnung einer Stützmauer zur Ermittlung des Erddrucks das Verfahren nach Rankine an, ohne sorgfältig nachzuprüfen, ob der sich ergebende Wert von δ sich bei der Beschaffenheit der Wandoberfläche und der zu erwartenden Bewegungsrichtung des Mauerkörpers auch in der Wirklichkeit ausbilden kann, so begeht man einen Fehler, der sehr verhängnisvoll werden kann.

Ergibt sich bei einer an Hand der Tabelle im Einzelfalle vorgenommenen Prüfung, daß mit dem Eintreten des Wertes von δ, wie er sich bei Anwendung der Theorie nach Rankine ergibt, nicht gerechnet werden kann, so muß zur Ermittlung der Größe des Erddrucks die Theorie nach Coulomb benutzt werden. Aber auch deren Gültigkeit hat insoweit Grenzen, als die Größe von δ nicht immer beliebig gewählt werden darf, es gibt sogar Fälle, wo, allgemein betrachtet, die Theorie nach Rankine als Unterlage zur Berechnung der Größe und Richtung des Erddrucks dienen muß.

Es dürfte bekannt sein, daß bei Anwendung der Theorie nach Coulomb häufig die lotrechte Seitenkraft des Erddrucks geringer ist als das Gewicht der auf der betrachteten Wandstrecke auflastenden Erde (vergl. z. B. in Abb. 2 das Dreieck $a\,b\,c$); umgekehrt kann sie aber auch größer sein. In dem obenstehenden Beispiel ist das Gewicht der auflastenden Erde $G = {}^1/_2\,\gamma h^2 \cdot 0{,}352$. E_l ist also teils kleiner, teils größer, d. h. es wird entweder ein Teil des Gewichtes G, und zwar $G - E_l$ durch eine in der Ebene $a\,c$ von unten nach oben wirkende Schubkraft von vorn nach hinten oder ein Teil des Gewichtes des hinter der Ebene $a\,c$ liegenden Stückes des Gleitkeils durch eine von oben nach unten wirkende Schubkraft von hinten nach vorn übertragen. Im vorliegenden Falle ist für $\delta = \varrho$ bezw., was hier praktisch das gleiche ist, bei der Anwendung der Theorie von Rankine, die von oben nach unten wirkende Schubkraft so groß, als der lotrechten, von unten nach oben wirkenden Seitenkraft des Erddrucks nach Rankine in der Ebene $a\,c$ entspricht. In Wirklichkeit tritt also eine Schubkraft in der Ebene $a\,c$ nicht auf.

Bei näherer Prüfung ergibt sich, daß allgemein bei Anwendung der Theorie von Rankine in der Lotrechten durch den hinteren Mauerfußpunkt eine Schubkraft nicht auftritt. Bei wagerechtem Gelände ist der Erddruck auf diese Fläche wagerecht und die lotrechte Seitenkraft des Erddrucks in der Wandebene gleich dem Gewichte der auflastenden Erde, so daß eine Gewichtsübertragung nicht in Frage kommen kann. Bei geneigtem Gelände gilt das vorher an dem Beispiel Gezeigte, wie eine einfache Überlegung beweist, allgemein. Man kann also kurz folgende Feststellung treffen: Das Ergebnis der Anwendung der Theorie von Rankine liefert den Sonderfall der Theorie von Coulomb, bei dem eine Schubkraft in der Lotrechten durch den hinteren Mauerfußpunkt nicht auftritt.

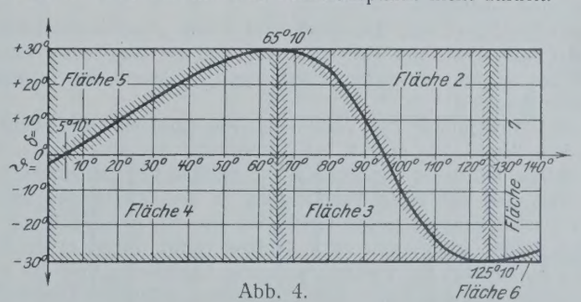


Abb. 4.

In allen anderen Fällen der Anwendung der Theorie von Coulomb tritt in der genannten Lotrechten eine entweder von unten nach oben oder von oben nach unten gerichtete Schubkraft auf. Da das aus dem obenstehenden Beispiel sich ergebende Bild, daß bei gegebenem α, ϑ und ϱ bei von 0 auf ϱ anwachsendem δ E_w stetig kleiner, E_l stetig größer wird und dementsprechend das im allgemeinen kippende Moment von E_w ab-, das im allgemeinen stützende Moment von E_l zunimmt, scheint die Frage einer Untersuchung bedürftig, ob bei Anwendung der Theorie von Coulomb mit Sicherheit auf das Auftreten der stützenden Wirkung einer von oben nach unten gerichteten Schubkraft in der Ebene $a\,c$ gerechnet werden darf. Die Grenze zwischen den Fällen, wo die Schubkraft von oben nach unten und von unten nach oben gerichtet ist, bilden die Sonderfälle, in denen das Ergebnis der Theorie von Coulomb gleich dem der Theorie von Rankine ist. In Abb. 4 sind zur Klarstellung der Verhältnisse die aus der Tabelle für $\alpha = +10°$ und $\varrho = 30°$ bei wachsen-

den Werten von ϑ sich nach Rankine ergebenden Werte von δ zeichnerisch aufgetragen. Um festzustellen, welche Richtung die Schubkraft bei Anwendung des Verfahrens von Coulomb für oberhalb der Kurve belegene Punkte hat, ist die Größe des Erddrucks für $\vartheta = +80°$ und $\varrho = 30°$ ermittelt worden. Es ist $E_w = {}^1/_2 \gamma h^2 \cdot 0{,}34$ und $E_l = {}^1/_2 \gamma h^2 \cdot 0{,}29$. Da das Gewicht des auf der Mauer lastenden Erdreichs $G = {}^1/_2 \gamma h^2 \cdot 0{,}176$ ist, entspricht der Fläche oberhalb der Kurve die Übertragung eines Teiles des Gewichtes des hinter der Fläche $a\,b$ belegenen Stückes des Gleitkeils von hinten nach vorn; für Punkte unterhalb der Kurve ist E_l kleiner als das Gewicht des auf der Mauer lastenden Erdreichs.

Zieht man weiter die Form des in dem Augenblick einer geringen Bewegung der Mauer sich bildenden Gleitkeils, wie er sich bei Anwendung der Theorien von Rankine und Coulomb ausbildet, in Betracht, so kann man unterscheiden zwischen natürlichen und erzwungenen Gleitflächen sowie einem natürlichen und einem erzwungenen Gleitkeile. Die natürlichen Gleitflächen und -keile entsprechen dem Verfahren von Rankine. Man erhält sie praktisch, indem man auf eine in der Mitte geteilte wagerechte Platte Boden unter der vorgeschriebenen Geländeneigung aufschüttet und die Plattenteile ein wenig auseinanderzieht, theoretisch durch Anwendung des Satzes vom Involutionszentrum. Wie sich nun bei der Bearbeitung der Unterlagen für die beigegebene Tabelle ergab, sind die natürlichen Gleitflächen identisch mit den Wandneigungen ϑ, bei denen nach den letzten Spalten der Tabelle δ seinen Größt- bezw. Kleinstwert erhält, d. h. z. B., daß bei $\alpha = +10°$ und $\varrho = 30°$ die natürlichen Gleitflächen bei $\vartheta = +65° 10'$ und $\vartheta = +125° 10'$ liegen.

Im Gegensatze zu den natürlichen Gleitflächen und dem von ihnen begrenzten natürlichen Gleitkeile stehen die erzwungenen Gleitflächen mit dem erzwungenen Gleitkeile. Entsprechen die natürlichen Gleitflächen der Anwendung der Theorie von Rankine, so entsprechen die erzwungenen Gleitflächen der Theorie von Coulomb. Wenn hier von zwei erzwungenen Gleitflächen gesprochen wird, so ist dabei die Mauerrückwand als Gleitfläche betrachtet worden, wiewohl sie diesen Ausdruck nur dann verdienen würde, wenn für sie $\delta = +\varrho$ wäre. Wenn an dem Ausdrucke Gleitfläche für die Wand auch für die Fälle festgehalten wird, wo $\delta < +\varrho$ ist, so geschieht das zur Vereinfachung der Darstellung und weil nach der Theorie von Coulomb tatsächlich der Erdkörper an der Wand abgleitet. Die Bezeichnung „erzwungen“ für die sich bei Anwendung der Theorie von Coulomb ergebenden Gleitflächen (die Wand und die wirkliche Gleitfläche) ist gewählt worden, weil durch die von Menschenhand bewirkte Festlegung der Rauhigkeit der Wand eine Verlegung der natürlichen vorderen Gleitfläche in die Wand und der hinteren natürlichen Gleitfläche in eine andere Lage erzwungen wird. Die Lage der hinteren erzwungenen Gleitfläche bei gegebenem α, ϑ und ϱ erhält man zeichnerisch, rechnerisch oder durch Einsicht in die zu Dr.-Ing. H. Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe, 3. Auflage, Berlin 1926, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, gehörigen Tabellen, wo allerdings ϑ einen anderen Wert bezeichnet, nämlich im Gegensatze zu obenstehenden Ausführungen, wo ϑ den Winkel zwischen der von dem hinteren Mauerfußpunkte nach vorn verlaufenden Wagerechten und der Wand bezw. den Gleitflächen bedeutet, den Winkel zwischen der von dem genannten Mauerfußpunkte nach hinten verlaufenden Wagerechten und der hinteren erzwungenen Gleitfläche.

Betrachtet man nun für gegebenes α und ϱ bei wachsendem ϑ an Hand der Abb. 4 und der Kreyschen Tabellen die Lage der erzwungenen Gleitflächen zu den natürlichen Gleitflächen, so lassen sich folgende fünf Fälle unterscheiden:

1. Bei Anwendung des Verfahrens von Coulomb und Wahl von δ gleich dem Werte, wie er sich bei Anwendung der Theorie von Rankine ergibt, fallen natürliche und erzwungene Gleitflächen zusammen.

2. Hat man mit einer Wandneigung zu tun, die größer ist als die, bei der δ nach Rankine seinen Größtwert erreicht, und wählt man δ nach Coulomb größer, als es sich nach Rankine ergibt (Punkt in der Fläche 2 der Abb. 4), so liegt die vordere natürliche Gleitfläche vor der vorderen erzwungenen, d. h. der Wand, und die hintere natürliche Gleitfläche vor der hinteren erzwungenen. Bei dieser Sachlage kann der natürliche Gleitkeil (Abb. 5) sich nicht ausbilden, vielmehr dürfte der erzwungene in die Erscheinung treten. Gegen die Anwendung der Theorie von Coulomb bestehen keine Bedenken, jedoch erscheint eine gewisse Vorsicht bei der Wahl der Größe von δ entsprechend der wahrscheinlichen Bewegungsrichtung der Wand angebracht.

3. Bei einer Wandneigung, die größer ist als die, bei der δ nach Rankine seinen Größtwert erreicht, und bei Werten von δ nach Coulomb, die kleiner sind als die nach Rankine (Punkt in der Fläche 3 der Abb. 4), liegt der erzwungene Gleitkeil vollständig innerhalb des natürlichen. In diesen Fällen ist die Theorie von Coulomb unbeschränkt anwendbar, da bei der Ableitung des Verfahrens fast immer von den in den Bereich der Fläche 3 gehörigen Voraussetzungen ausgegangen wird (Abb. 6).

4. Ist die Wandneigung geringer als die, bei der δ nach Rankine seinen Größtwert erreicht, und wird δ nach Coulomb kleiner gewählt, als es sich nach Rankine ergibt (Punkt in der Fläche 4 der Abb. 4), so liegt die vordere natürliche Gleitfläche hinter der vorderen erzwungenen, d. h. der Wand, und die hintere natürliche Gleitfläche hinter der hinteren erzwungenen. Es können sich also beide Gleitkeile ausbilden. Hier ist ganz besondere Vorsicht geboten, die voraussichtliche Bewegungsrichtung der Wand mit aller Sorgfalt festzustellen und dementsprechend bei Anwendung des Verfahrens von Coulomb δ zu wählen. Da in diesen Fällen die hintere erzwungene Gleitfläche gegebenenfalls sogar vorn übergeneigt sein kann (negative Werte für cotg ϑ in den Tabellen von Krey) und der Lage der erzwungenen Gleitflächen eine Bewegung des Gleitkeils schräg nach hinten unten entsprechen müßte, ist es in vielen Fällen als wahrscheinlicher anzusehen, daß die natürlichen Gleitflächen entstehen. In anderen Fällen, insonderheit, wenn Wände von großer Glätte in der Nähe der vorderen natürlichen Gleitfläche verlaufen, wird es sich empfehlen, die Ergebnisse beider Verfahren festzustellen und der Standsicherheitsuntersuchung das ungünstigere zugrunde zu legen (Abb. 7).

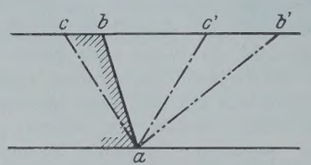


Abb. 5.

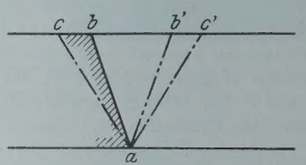


Abb. 6.

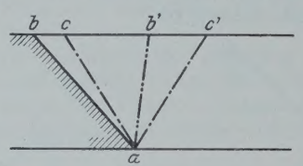


Abb. 7.

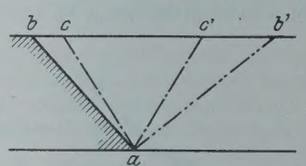


Abb. 8.

Wand bezw. vordere erzwungene Gleitfläche
hintere erzwungene Gleitfläche
natürliche Gleitflächen

5. Bei den gleichen Wandneigungen wie unter Ziffer 4 und Werten von δ nach Coulomb, die größer sind als die nach Rankine (Punkt in der Fläche 5 der Abb. 4), liegt die vordere erzwungene Gleitfläche vor der vorderen natürlichen und die hintere erzwungene Gleitfläche hinter der hinteren natürlichen. Auch hier können sich beide Gleitkeile ausbilden. An sich könnten also beide Theorien Anwendung finden. Es sei aber ausdrücklich betont, daß in Normalfällen δ bei Anwendung der Theorie nach Coulomb nicht größer gewählt werden darf, als es sich nach Rankine ergibt. Ebensowenig, wie in der unter dem natürlichen Böschungswinkel gegen die Wagerechte vom Mauerfußpunkte nach hinten gezogenen Linie — von den Fällen, wo diese dem Gelände parallel ist, abgesehen — jemals die Richtung des Erddruckes mit der Normalen den Winkel ϱ einschließt, ist dies für die entsprechende nach vorn verlaufende Linie der Fall, selbst wenn die Wandrauhigkeit so groß ist, wie dem Werte von ϱ entspricht. Im allgemeinen darf also das Verfahren von Coulomb nicht angewandt werden (Abb. 8).

Von einer Betrachtung der Flächen 6 und 7 in der Abb. 4 werde abgesehen, da sie praktisch nicht in Frage kommende Fälle enthalten.

Das Ergebnis der vorstehenden Betrachtungen läßt sich kurz wie folgt zusammenfassen: Von Ausnahmefällen abgesehen, ist bei Wänden, die hinter der vorderen natürlichen Gleitfläche liegen, die Theorie von Rankine nur anwendbar, wenn die Wand die dem zwangläufig sich ergebenden Winkel δ entsprechende Rauhigkeit hat, die Theorie von Coulomb dagegen unbeschränkt, falls ϱ den tatsächlichen Verhältnissen angepaßt wird; für Wände, die vor der vorderen natürlichen Gleitfläche liegen, ist die Theorie von Rankine anzuwenden, außer wenn es sich um sehr glatte, in der Nähe der vorderen natürlichen Gleitfläche verlaufende Flächen handelt.

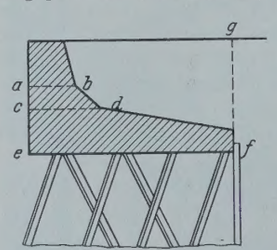


Abb. 9.

Erstreckten sich die bisherigen Erörterungen nur auf Wände mit ebener Rückfläche, so müssen sie sinngemäß auch für solche gelten, deren Hinterseite aus geknickten Linienzügen besteht. In der weitaus größten Mehrzahl der Fälle, wo sich von irgend einem Punkte der Rückseite der zu untersuchenden Mauer eine der gegebenen Geländeneigung α und dem gegebenen natürlichen Böschungswinkel ϱ entsprechende vordere natürliche Gleitfläche zeichnen läßt, ohne daß diese Mauerteile durchschneidet, ist das Verfahren von Rankine anzuwenden, sofern nicht die Wand sehr glatt ist und in ihrem Verlaufe in der Nähe der vorderen natürlichen Gleitfläche liegt. Bei Mauern mit breiten Absätzen, wie z. B.

α in Grad	φ in Grad	Für ϑ in Grad gleich: 0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	δ wird gleich 0° für ϑ in Grad und Minuten: a	b	δ_{max} bei ϑ in Grad und Minuten	δ_{min} bei ϑ in Grad und Minuten
		ist δ in Grad und Minuten gleich																		
— 50	50						50 0	43 0	0 0	— 43 10	— 50 0	— 47 10	— 41 0	— 33 40	— 24 40		70 0		50 0	90 0
— 40	40					40 0	36 0	16 50	— 16 50	— 36 0	— 40 0	— 37 40	— 32 40	— 26 20	— 19 10	— 11 0	65 0		40 0	90 0
	50					40 0	46 20	50 0	45 20	9 40	— 40 0	— 50 0	— 43 20	— 42 0	— 34 0		81 30		61 25	101 25
— 30	30				30 0	27 30	17 50	0 0	— 17 50	— 27 30	— 30 0	— 28 20	— 24 20	— 19 10	— 13 0	— 6 40	60 0		30 0	90 0
	40				30 0	35 40	39 30	39 0	28 0	— 1 50	— 30 0	— 39 10	— 39 10	— 35 10	— 29 20	— 21 30	79 30		54 30	104 30
	50				30 0	37 40	44 30	49 10	48 30	26 50	— 30 0	— 48 50	— 49 0	— 44 0	— 36 40		84 40		64 40	104 40
— 20	20			20 0	18 30	13 40	5 10	— 5 10	— 13 40	— 18 30	— 20 0	— 18 50	— 16 0	— 12 10	— 7 30	— 2 30	55 0	145 0	20 0	90 0
	30			20 0	25 10	28 50	30 0	26 40	15 40	— 3 10	— 20 0	— 28 20	— 30 0	— 27 50	— 23 40	— 18 20	78 30		48 25	108 25
	40			20 0	27 0	33 20	38 10	40 0	34 50	13 20	— 20 0	— 37 0	— 40 0	— 37 20	— 32 10	— 26 0	84 0		58 55	108 55
	50			20 0	28 20	36 10	43 10	48 30	49 20	34 50	— 20 0	— 47 10	— 49 30	— 45 20	— 39 0		86 40		66 45	106 45
— 10	10		10 0	9 20	7 20	4 0	0 0	— 4 0	— 7 20	— 9 20	— 10 0	— 9 20	— 7 50	— 5 40	— 3 0	0 0	50 0	140 0	10 0	90 0
	20		10 0	14 20	17 40	19 50	19 40	16 20	9 40	— 0 10	— 10 0	— 16 40	— 19 40	— 19 40	— 17 30	— 14 10	79 50		44 40	114 40
	30		10 0	16 20	22 0	26 40	29 40	29 30	23 40	9 40	— 10 0	— 24 0	— 29 30	— 29 30	— 26 30	— 21 50	84 50		54 50	114 50
	40		10 0	17 40	24 50	31 30	36 50	39 50	37 40	23 0	— 10 0	— 33 30	— 39 50	— 38 30	— 34 0	— 28 0	87 10		62 10	112 10
	50		10 0	18 20	27 0	34 50	42 10	47 50	50 0	40 10	— 10 0	— 45 40	— 50 0	— 46 20	— 40 0		88 30		68 25	108 25
0	10	0 0	3 0	5 40	7 50	9 30	10 0	9 20	7 20	4 0	0 0	— 4 0	— 7 20	— 9 20	— 10 0	— 9 30	0 0	90 0	50 0	130 0
	20	0 0	5 0	9 50	14 10	17 40	19 40	19 50	16 40	9 50	0 0	— 9 50	— 16 40	— 19 50	— 19 40	— 17 40	0 0	90 0	55 0	125 0
	30	0 0	6 40	13 10	19 10	24 20	28 20	30 0	27 30	17 50	0 0	— 17 50	— 27 30	— 30 0	— 28 20	— 24 20	0 0	90 0	60 0	120 0
	40	0 0	7 50	15 30	22 50	29 40	35 30	39 30	39 10	29 10	0 0	— 29 10	— 39 10	— 39 30	— 35 30	— 29 30	0 0	90 0	65 0	115 0
	50	0 0	8 40	17 10	25 40	33 40	41 0	47 10	50 0	43 0	0 0	— 43 0	— 50 0	— 47 10	— 40 40		0 0	90 0	70 0	110 0
10	10	— 9 30	— 7 50	— 5 40	— 3 0	0 0	3 0	5 40	7 50	9 30	10 0	9 20	7 20	4 0	0 0	— 4 0	40 0	130 0	90 0	170 0
	20	— 5 10	— 0 10	5 0	9 50	14 10	17 30	19 40	19 40	16 40	10 0	0 10	— 9 40	— 16 20	— 19 40	— 19 50	10 10	100 10	65 20	135 20
	30	— 3 30	3 10	9 50	16 10	21 50	26 30	29 30	29 30	24 0	10 0	— 9 40	— 23 40	— 29 30	— 29 40	— 26 40	5 10	95 10	65 10	125 10
	40	— 2 10	5 40	13 20	20 50	27 50	34 0	38 30	39 50	33 30	10 0	— 23 0	— 37 40	— 39 50	— 36 50	— 33 20	2 50	92 50	67 50	117 50
	50	— 1 20	7 30	16 30	24 20	32 30	40 0	46 20	50 0	45 40	10 0	— 40 10	— 50 0	— 47 50	— 42 0		1 30	91 30	71 35	111 35
20	20	— 16 0	— 12 10	— 7 30	— 2 30	2 30	7 30	12 10	16 0	18 50	20 0	18 30	13 40	5 10	— 5 10	— 13 40	35 0	125 0	90 0	160 0
	30	— 7 40	— 1 0	5 40	12 10	18 20	23 40	27 50	30 0	28 20	20 0	3 10	— 15 40	— 26 40	— 30 0	— 28 50	11 30	101 30	71 35	131 35
	40	— 4 50	3 0	10 50	18 30	25 40	32 10	37 20	40 0	37 0	20 0	— 13 30	— 34 50	— 40 0	— 38 10	— 33 40	6 0	90 0	71 05	121 05
	50	— 2 50	5 50	14 30	22 50	31 0	38 40	45 20	49 30	47 10	20 0	— 34 50	— 49 20	— 48 30	— 43 0		3 20	93 20	73 15	113 15
30	30	— 19 10	— 13 0	— 6 40	0 0	6 40	13 0	19 10	24 20	28 20	30 0	27 30	17 50	0 0	— 17 50	— 27 30	30 0	120 0	90 0	150 0
	40	— 8 10	— 0 30	7 20	15 0	22 30	29 20	35 10	39 10	39 10	30 0	1 50	— 28 0	— 39 0	— 39 30	— 34 30	1 30	100 30	75 30	125 30
	50	— 4 40	4 0	12 40	21 10	29 20	37 10	44 0	49 0	48 50	30 0	— 26 50	— 48 30	— 49 10	— 44 40		5 20	95 20	75 20	115 20
40	40	— 19 10	— 11 40	— 3 50	3 50	11 40	19 10	26 20	32 40	37 40	40 0	36 0	16 50	— 16 50	— 36 0	— 40 0	25 0	115 0	90 0	140 0
	50	— 7 20	1 20	10 0	18 30	26 50	34 50	42 0	43 20	50 0	40 0	9 40	— 45 20	— 50 0	— 48 20		8 30	98 30	78 35	118 35
50	50	— 17 10	— 8 40	0 0	8 40	17 10	25 40	33 40	41 0	47 0	50 0	43 0	0 0	— 43 0	— 50 0		20 0	110 0	90 0	130 0

Kaimauern auf Pfahlrost, kann es so notwendig werden, zwei übereinanderliegende Fugen nach verschiedenen Verfahren zu berechnen. So ist z. B. bei der Untersuchung des in Abb. 9 dargestellten Kaimauerquerschnittes für die Fuge *a b* das Verfahren nach Coulomb und für die Fuge *e f* das Verfahren nach Rankine anzuwenden. Welche Theorie für die Fuge *c d* anzuwenden ist, hängt von der Rauhigkeit der Wand und dem natürlichen Böschungswinkel ab und kann daher nur im Einzelfalle festgestellt werden. —

Die vorstehenden Ausführungen sollen nur einen Versuch darstellen, die Grenzen der Gültigkeit der Erddrucktheorien von Rankine und Coulomb festzulegen. Es ist deshalb auch von jeder rechnungsmäßigen Verfolgung der auftretenden Fragen Abstand genommen, die im übrigen nur den Grundgedanken, daß bei Erddruckermittlungen mehr gedacht als gerechnet werden muß, zu verwischen geeignet gewesen wären und die Arbeit für den Praktiker, für den sie in erster Linie bestimmt ist, unnütz umfangreich gemacht hätten.

Alle Rechte vorbehalten.

Garagenbautechnik.

Von Dr.-Ing. **Georg Müller,** Privatdozent für Garagenwesen an der Technischen Hochschule Berlin.

Der Fortschritt im Bauwesen, das von jeher mit Recht für ein konservatives Arbeitsfeld der Technik galt, kommt im allgemeinen aus drei Hauptquellen: Zunächst ist es die Vervollkommnung der Baustoffe nach Festigkeit, Elastizität und Leichtigkeit, die höhere Leistungen gestattet. Dann sind es rationelle Verfahren, die eine schnellere und bessere Bauausführung ermöglichen. (Ein typisches Beispiel hierfür sind die Straßenbaumaschinen.) Schließlich wird der Fortschritt beim Bauwesen auch durch neue Bauaufgaben selbst bedingt, für die vielfach neue Bauformen und Bautechniken gefunden werden müssen.

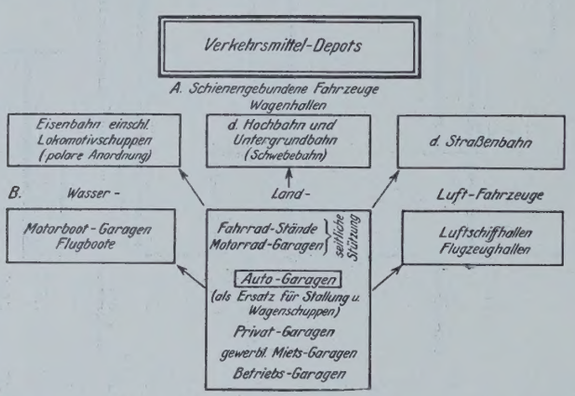


Abb. 1. Die Autogarage als Sonderform von Verkehrsmitteldepots.

Solch ein neues Sondergebiet der Bauwirtschaft beginnt der Garagenbau zu werden. Er stellt so vielseitige technische Anforderungen, daß man von einer besonderen Garagenbautechnik sprechen darf, wenn man das allen Ausführungen Gemeinsame und Grundsätzliche zusammenfaßt.

Wir haben in Deutschland eine ganze Reihe von Garagenausführungen, aber wir befinden uns technisch noch in den ersten Anfängen. Die bisherigen Ausführungen weisen vielfach Mängel auf, die sich im Betriebe und den finanziellen Erträgnissen ungünstig ausgewirkt haben.

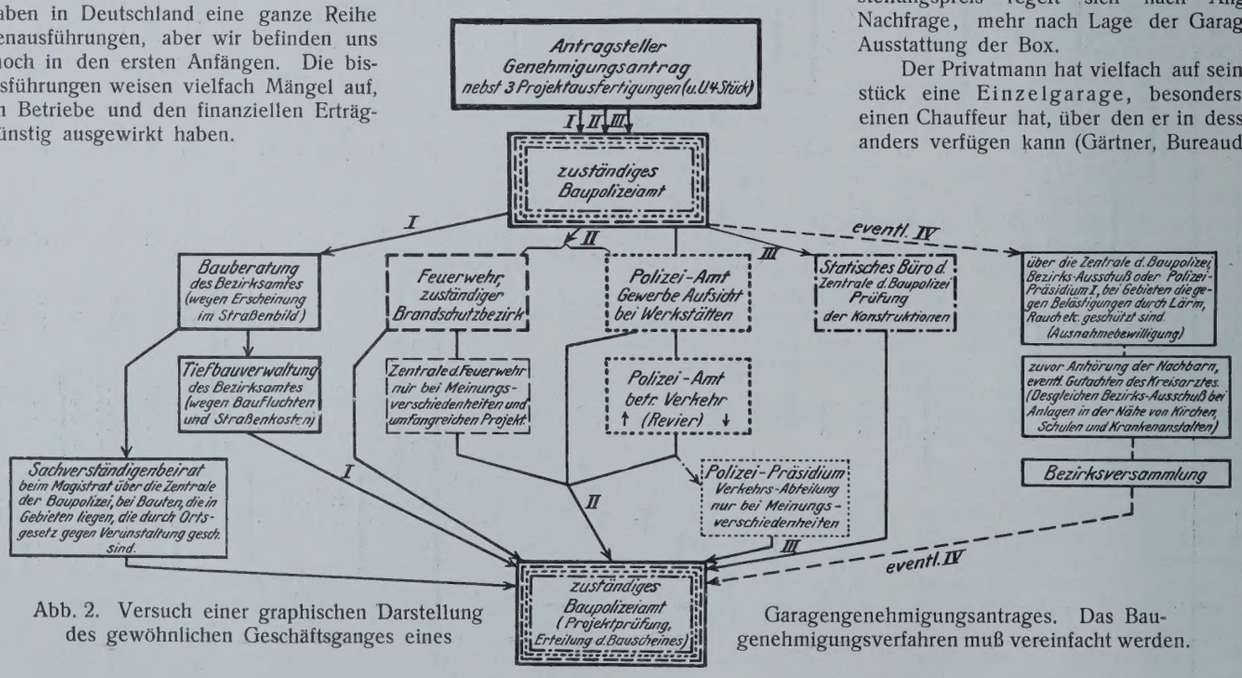


Abb. 2. Versuch einer graphischen Darstellung des gewöhnlichen Geschäftsganges eines Garagengenehmigungsantrages. Das Baugenehmigungsverfahren muß vereinfacht werden.

Wie in allem, was die neuzeitliche Kraftverkehrswirtschaft betrifft, lag es auch im Garagenbau nahe, nach Amerika hinüberzublicken und sich die dortigen Betriebserfahrungen zunutze zu machen. Aber einmal haben nicht alle, die nach Amerika gegangen sind, diese Sonderfrage eingehend und ernsthaft studieren können, dann ist auch in Amerika nicht alles vollkommen, und selbst das, was vollkommen ist, ist nicht ohne weiteres auf deutsche Verhältnisse übertragbar. So sind wir schließlich darauf angewiesen, selbst das zu schaffen, was für deutsche Verhältnisse am besten paßt. Wir kommen weiter, indem wir die Fehler der Erstausführungen vermeiden und weitere Erfahrungen sammeln.

Die verschiedenen Stellen, die sich von Amts wegen, beruflich, zum Erwerb oder rein privat mit Kraftwagenunterstellung zu befassen haben, nehmen naturgemäß eine ganz verschiedene Einstellung dazu ein. Ihre Belange gehen nicht nur nicht zusammen, sondern widerstreben einander auch oft, und die Schaffung eines harmonischen Ausgleichs wird, wenn keine wirtschaftliche Selbstregelung eintritt, Aufgabe einer Stelle sein, die erst noch erstehen muß.

Die größte Einheit im Hinblick auf die Garagenfrage ist eine Großstadt. Jeder Verkehrsdiktator wird der Automobilabstellung und der Garagenfrage in seinem Großstadtverkehr volle Aufmerksamkeit schenken müssen. Zwar geht es bei uns in Deutschland heute noch einigermaßen leidlich, aber wie wird es in zehn bis zwanzig Jahren ausschauen?

Während der Verkehrsgewaltige einer Großstadt die Frage vom höchsten Standpunkte aus betrachten muß, nehmen die Wirtschaftsverbände des Garagengewerbes ihre Belange wahr. Sie können selbstverständlich dabei unendlich viel zur Förderung des Garagenwesens technisch und organisatorisch tun. Als dritte große, am unmittelbarsten betroffene Gruppe erscheint die der Autobesitzer und der Garagenbenutzer. Sie sind die Nutznießer oder Leidtragenden.

Das kommunale Interesse besteht in der zweckmäßigen Verkehrsregelung und Schaffung von innerstädtischen Abstellungsmöglichkeiten. Diese müssen unter Umständen unterirdisch sein.

Die gewerblichen Mietgaragen von wenigen bis zu mehreren hundert Wagen sind wahllos über die Stadt verstreut nach Zufall und Gelegenheit als Konjunkturunternehmen vielfach auf Höfen, in freien Räumen, auf unbebauten Grundstücken zwischen hohen Häusern entstanden. Der Einstellungspreis regelt sich nach Angebot und Nachfrage, mehr nach Lage der Garage als nach Ausstattung der Box.

Der Privatmann hat vielfach auf seinem Grundstück eine Einzelgarage, besonders wenn er einen Chauffeur hat, über den er in dessen Freizeit anders verfügen kann (Gärtner, Bureaudiener).

Es ist klar, daß die Massenunterstellung auch dem Einzelnen, insbesondere dem Selbstfahrer Vorteile bietet.

Die Garagenbautechnik ergibt sich aus der besonderen Zweckbestimmung des Baues. Es soll einem oder vielen Kraftwagen nicht nur Schutz gegen die Unbilden der Witterung, gegen Regen, pralle Sonne,

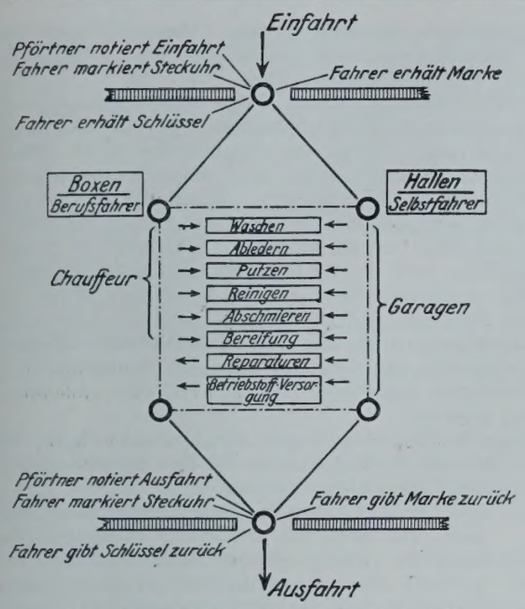


Abb. 3. Betriebsweise und Bauform bei Berufsfahrer- und Selbstfahrergaragen.

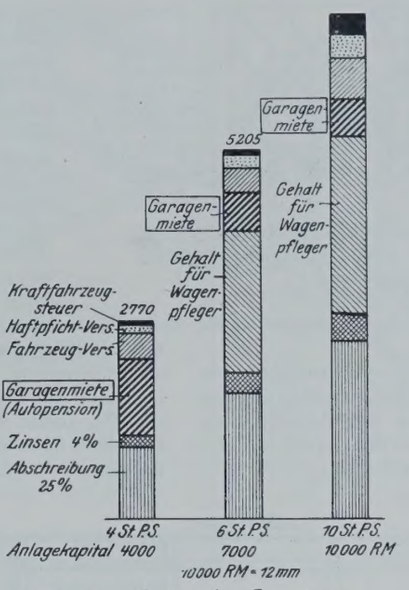


Abb. 4a. Kosten der Garagierung bei der Kraftwagenhaltung.

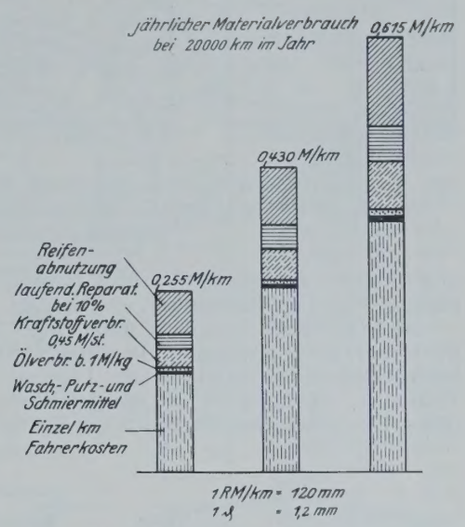


Abb. 4b. Jährlicher Materialverbrauch bei 20 000 km im Jahr.

gegen Kälte und Wind geboten werden, sondern in gleichem Maße auch Möglichkeit zur Pflege, Instandhaltung und Ausbesserung sowie zur Kraftstoffversorgung. Es muß weiterhin in den Kraftwagenhäusern größeren Ausmaßes auch dafür gesorgt werden, daß die Fahrer, Berufsfahrer und Selbstfahrer, sich selbst nach anstrengender Fahrt säubern, umziehen, ausruhen, erfrischen können.

Als besonders erschwerend sowohl für die Lage einer Garage wie für ihre technische Durchbildung galt lange Zeit der Umstand, daß der Kraftwagen mit einem hochfeuergefährlichen Kraftstoff betrieben wird,

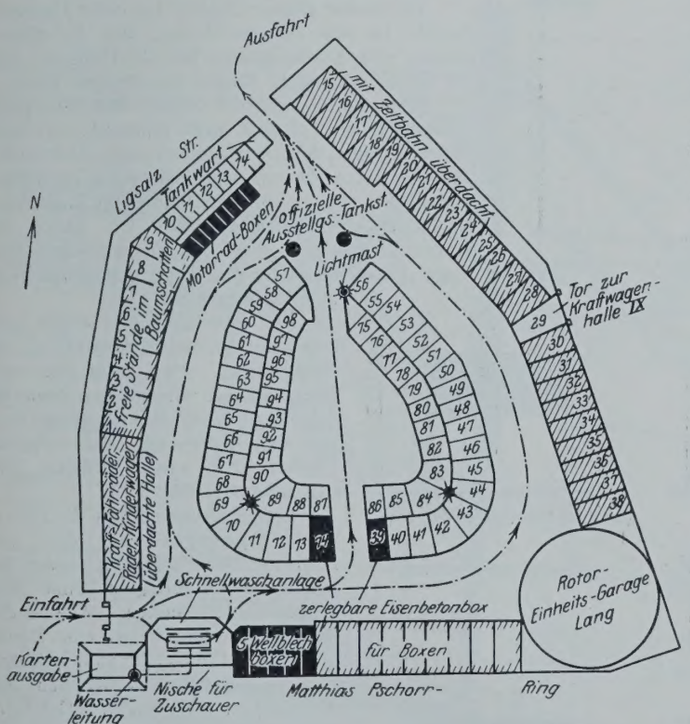


Abb. 5. Autohof der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925, zugleich eine Schau verschiedener Garagentypen.
Entwurf: Dr.-Ing. Georg Müller.

daß er Geräusch und Geruch verbreitet, und daß die Nachbarschaft und Öffentlichkeit davor geschützt werden müsse. Es hat mehrjähriger Verhandlungen bedurft, um zu einer erträglichen und zeitgemäßen Polizeivorschrift bezw. einem entsprechenden Erlaß durch den Wohlfahrtsminister zu kommen. Die grundlegenden Arbeiten des Landesbranddirektors Zaps und die Studienreise des Oberbranddirektors Gempp haben zum größten Teil die Befürchtungen zerstreut, die im eigenen Lager und in den Baupolizeiämtern herrschten.

Die allgemeinen Bestimmungen der Polizeivorschrift betreffen die Unterbringung und Aufstellung der Kraftfahrzeuge, die Zu- und Abfahrt sowie die Größe der Kraftwagenräume. Sodann Grundstücke, die ausschließlich dem Kraftwagenbetrieb dienen, Fahrstraßen und Höfe, ge-

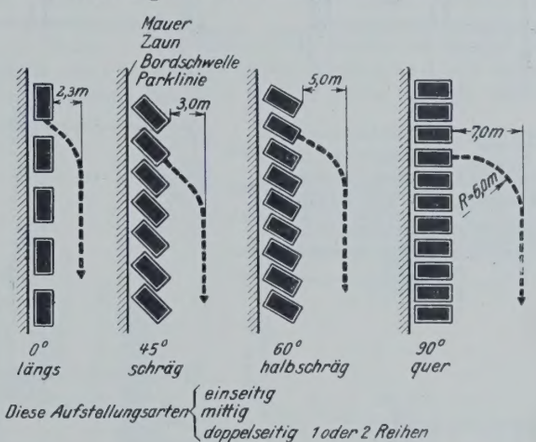


Abb. 6. Aufstellungsarten von Autos, abhängig von Straßen- oder Grundstückbreite. Aufteilung in Stand- und Fahrstreifen,

schützte Gebiete und Wohngebiete. Dann Kraftwagenräume in der Nähe von Kirchen, Schulen, Theatern und Warenhäusern. Die Vorschriften befassen sich ferner mit Ausbesserungs- und anderen Werkstätten, mit Aufenthalts- und Wohnräumen für die Wagenführer. Besondere Anforderungen

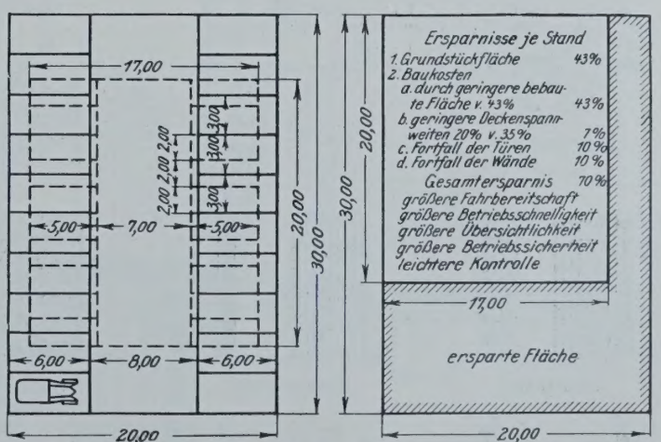


Abb. 7. Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Boxen-Einstellung und freier Aufstellung. Die freie Aufstellung ist eine Voraussetzung für die Entwicklung unserer Kraftverkehrswirtschaft.

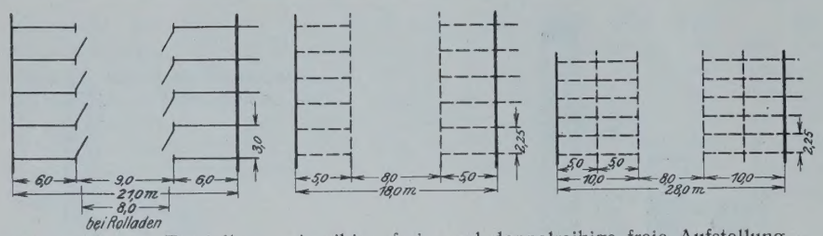


Abb. 8. Boxen-Einstellung, einreihige freie und doppelreihige freie Aufstellung. — Die letzte ist bei geschickter Betriebsregelung wegen Fahrstraßenersparnis je Stand am günstigsten.

sind zu stellen an Fußboden, Fenster, Türen der Garagen, ebenso an die Heizung, Lüftung, Beleuchtung.

Aber der beste Bau nutzt nicht, wenn nicht eine entsprechende Betriebsregelung hinzutritt. Die Betriebsvorschriften betreffen undichte Betriebsstoffbehälter, Putzwolle, die Lagerung von Betriebsstoffen, die Tankstellen, das Hantieren mit offenem Feuer, die Freihaltung der Zugänge, Löschgeräte, Auspuffklappen und das Signalgeben.

Die technische Auswirkung dieser Vorschriften soll an einigen Beispielen erläutert werden, die teils schon Ausführungen, teils noch Entwürfe sind.

Einzelgaragen können aus den verschiedensten Baustoffen hergestellt werden. Oft aber ist eine Anpassung nach Baustoff und Ausführung an das Wohnhaus des Autobesitzers zu kostspielig. Alsdann müssen das billige Wellblech oder Ausführungen in Eisenbetonplatten, Hohlsteinen, Eternit zur Verbilligung herangezogen werden. Maßgebende Gesichtspunkte sind auch, ob die Einzelgarage dauernd an ihrem Platz verbleibt oder ob die Notwendigkeit eintreten kann, sie einmal irgendwo anders wieder aufzubauen, d. h. es spielt die Frage der Zerlegbarkeit eine Rolle.

Für ortsfeste Einzelgaragen hat die Torkret-Gesellschaft einfache, neutrale Bauformen entwickelt. Es wird eine Hülle aus Glutomentplatten als Isolierschicht aufgerichtet und Wände, Dach und Fußboden einheitlich in einem Arbeitsgang gespritzt.

Der äußere Mangel der Wellblechgaragen, ihre Unansehnlichkeit, ist schwer zu beheben, dafür sind sie billig, und als Wärme- und Kälteschutz kann man eine Holz- oder Torfisolierung einbauen.

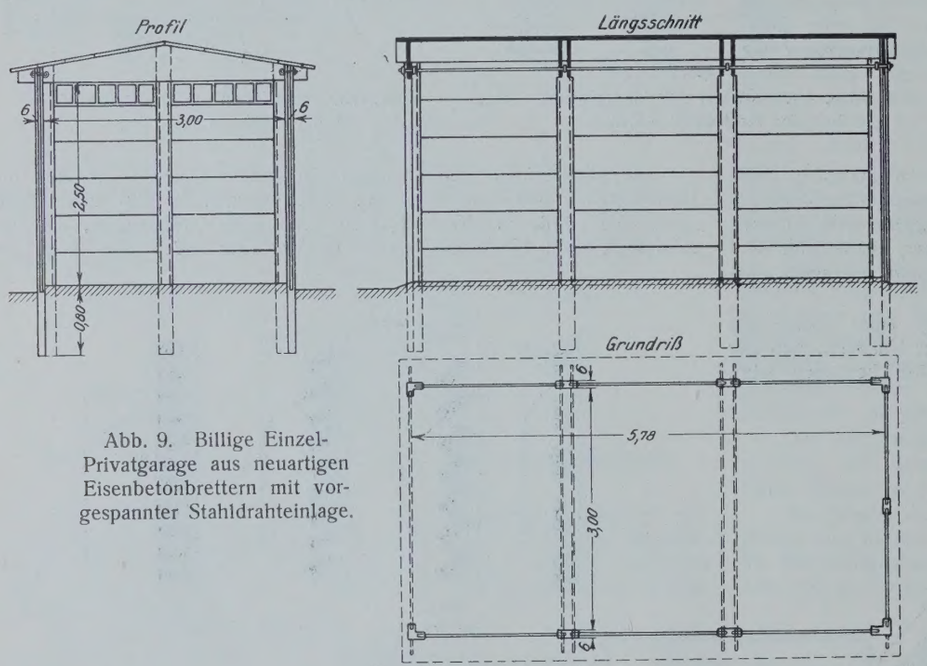


Abb. 9. Billige Einzel-Privatgarage aus neuartigen Eisenbetonbrettern mit vorgespannter Stahldrahteinlage.

Die Anlage solcher Einzelgaragen ist so einfach, daß nicht viel darüber zu sagen ist. Zu bemerken ist nur noch, daß an das Wohnhaus angelehnte Garagen naturgemäß billiger kommen und daß neuerdings Ausführungen häufiger werden, die die Behausung für den Kraftwagen ganz in das Landhaus miteinbeziehen.

Schon vorher war angedeutet, daß eine gewisse Zusammenfassung gegenüber einer Verzettelung der Unterstellung von Autos manche Vorteile bietet. Schon ein größeres Wohnhaus mit vielen Parteien kann die Anlage einer kleinen Sammelgarage von fünf bis zehn Wagen im Hofe ebenerdig oder unterirdisch rechtfertigen. Der Hausbesitzer wird gleichzeitig Garagenwirt, und der Hausverwalter übernimmt die Aufgaben eines Garagenmeisters.

Die nächst größere Einheit für einen Garagenbezirk ist ein Häuserblock, der in seinem Innern eine Sammelgarage für die Umlieger von 20 bis 50 oder mehr Wagen beherbergen kann.

Man sollte zwischen Scylla und Charybdis hindurchsteuern, indem man einerseits zu viele Einzelbetriebe, anderseits eine zu starke Zusammenfassung mit zu langen Anmarschwegen vermeidet. Es wird sich das in der Praxis im Laufe der Jahre von selbst regeln, aber wir haben ein Interesse daran, in der jetzigen wirtschaftlichen Lage Deutschlands unsere Erfahrungen nicht zu teuer zu bezahlen.

Für alle Bauenden ergibt sich eine ganz besondere Einstellung zur Garagenfrage. Man sollte von vornherein an den notwendigen Raum für zukünftige Autos denken, sei es auch um den Preis, daß diese Räume inzwischen eine andere Benutzung erfahren.

Eine besondere Form der Hausbesitzergaragen ist die von R. Lang, München. Ihr Zweck ist, auf möglichst geringem Raum viele Wagen unterzustellen. Die kreisförmige Abstellfläche ist eine Drehscheibe. Die Garage wird fast ohne Zwischenraum mit Kraftwagen und Motorrädern vollgestellt. Die Zugänglichkeit zu jeder Standfläche wird durch die Drehbarkeit erreicht. Soll diese Art der Garage wirtschaftlich sein, dann darf die mechanische Drehscheibe nicht teurer sein als die Anlage der sonst erforderlichen Fahrstraßen.

Wir haben nämlich beim Garagenbau zu unterscheiden zwischen Standfläche, Arbeitsfläche und Fahrfläche. Das wichtigste Element ist die Standfläche. Bekanntlich liebt der Deutsche seine Box, oder er hat

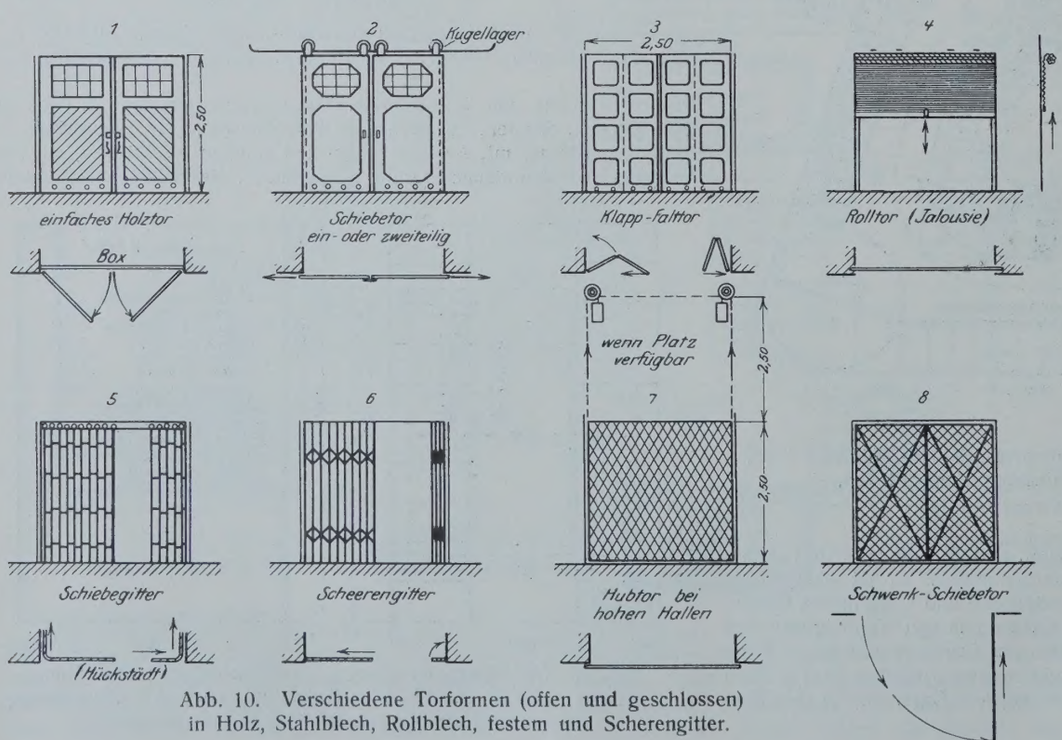


Abb. 10. Verschiedene Torformen (offen und geschlossen) in Holz, Stahlblech, Rollblech, festem und Scherengitter.

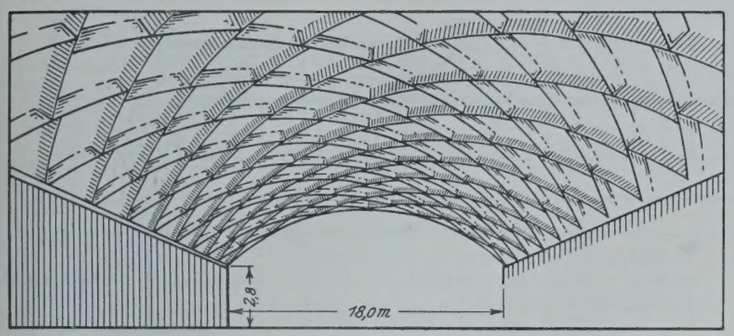


Abb. 11. Garagendach in Zollbauweise aus Holz (imprägniert) oder Eisen.

sie wegen seines wertvolleren Wagens notwendig. Es unterliegt aber keinem Zweifel, daß die künftige Kraftverkehrswirtschaft nicht bloß nach einem billigen deutschen Gebrauchswagen, sondern auch nach dessen billiger Unterstellung verlangt. Ebenso nach einem organisierten Kundendienst (service).

Eine wesentliche Verbilligung bietet die freie Aufstellung. Bei dieser schrumpft die Boxenfläche (da Spielraum, Wand und Türen fortfallen) ganz wesentlich zusammen. Wir haben statt eines umschlossenen Einzelraumes eine offene Standfläche. Die Einstellmiete kann mindestens 50% billiger sein. Eine weitere Verbilligung ergibt sich durch die Aufstellung in zwei Reihen, die bei einigermaßen geschickter Regelung keine großen Erschwernisse bietet. Inwieweit durch Schrägaufstellung weitere Raumersparnis gemacht werden kann, ist noch eine offene Frage. Reine Flächenersparnisse sind nicht zu erzielen, wohl aber fahrtechnische Erleichterungen. Gegen die schmalen, zweispurigen Fahrstraßen machen sich Widerstände geltend. Bei Geschoßgaragen ist natürlich die weniger weitgespannte Decke (das teuerste Bauelement) erheblich billiger.

Die weitaus überwiegende Zahl der Großgaragen sind Flachbauten. Man kann diese Gruppe wiederum unterteilen in solche mit offener,

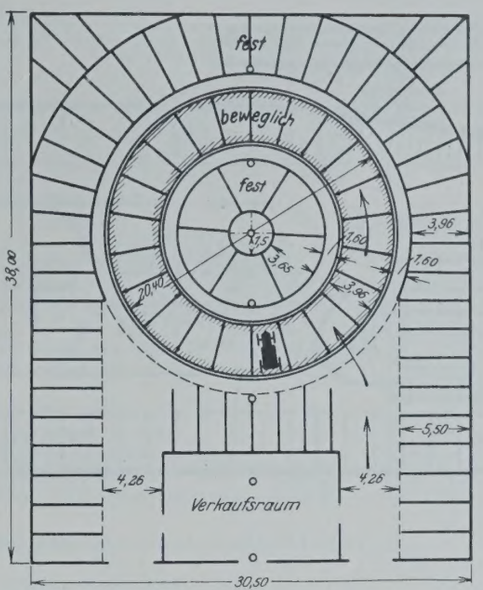


Abb. 12. Amerikanische Garagenausführung für äußerste Flächenausnutzung. Mittlere Ringdrehscheibe als Standfläche und Querverteiler.

teilweise oder ganz überdeckter Fahrstraße. Eine besondere Abart sind die Hallengaragen, in denen keinerlei Stützen den Fahrverkehr und die Raumausnutzung einschränken — sie werden die wichtigste Bauform sein. Die Besetzung noch freier Grundstücke mit Flachgaragen ist städtebaulich wegen der Unterbrechung der Straßenfronten zu beanstanden. Es wird deshalb immer mehr Garagenbau und Wohnbau in dem Sinne gekuppelt, daß erst nach Füllung der Zahnlücken und Aufführung des Wohnhauses das Grundstückinnere mit einer Garage besetzt werden darf. Es bedürfte eines solchen Hemmnisses nicht mehr, um die Hochflut von Garagenbauten zum Abstoppen zu bringen, nachdem in Groß-Berlin zurzeit einige tausend Boxen leer stehen.

Liegt die Straße in einer Aufschüttung mehr oder weniger hoch, so kommt man zu teilweise versenkten Geschossen oder sogenannten Hochkellergaragen. Bei ihnen wird die Decke tragfähig gestaltet und

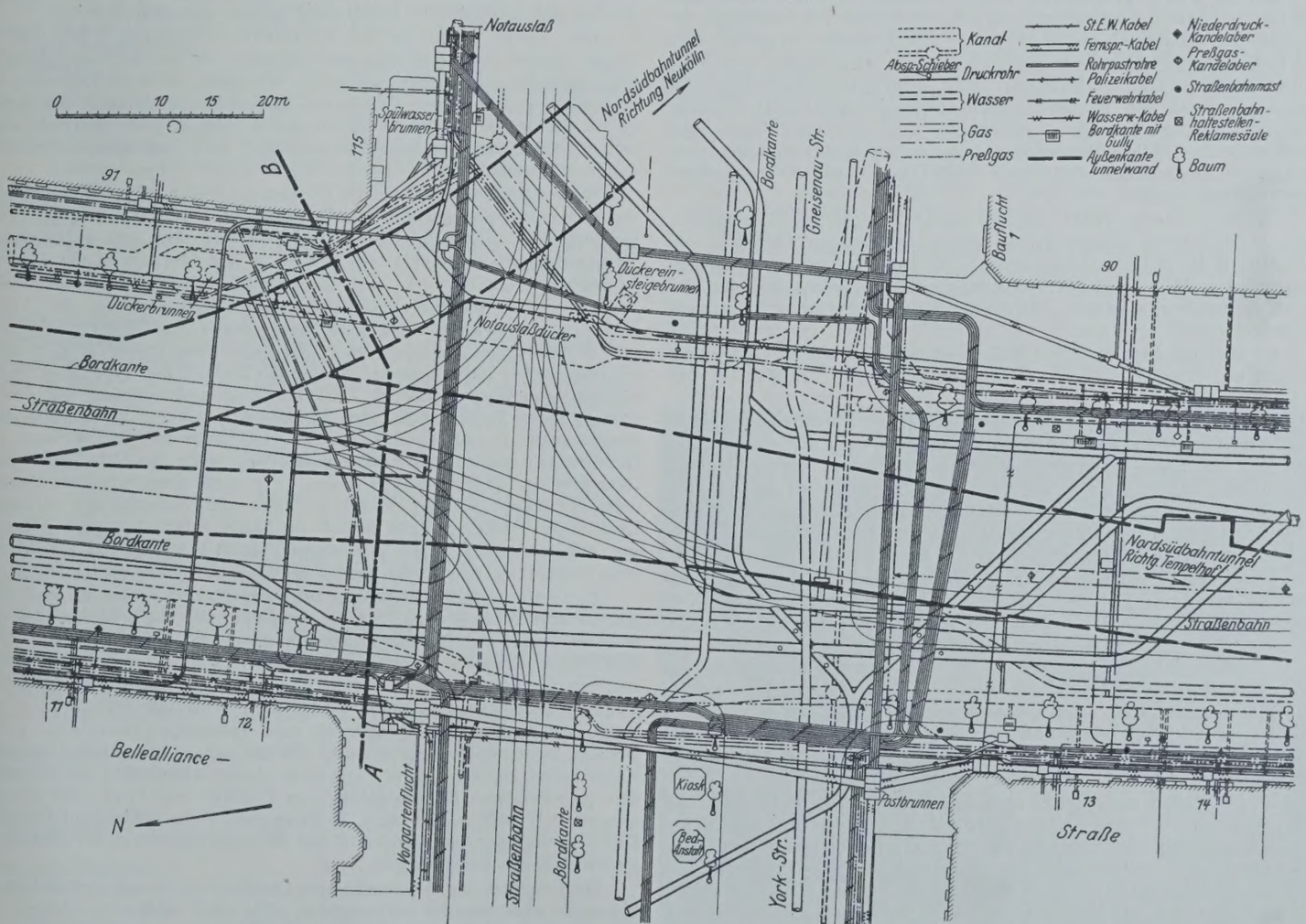


Abb. 13. Veranschaulichung der baulichen Schwierigkeiten, auf die eine Unterpflastergarage stoßen kann. Die städtischen Versorgungsleitungen.

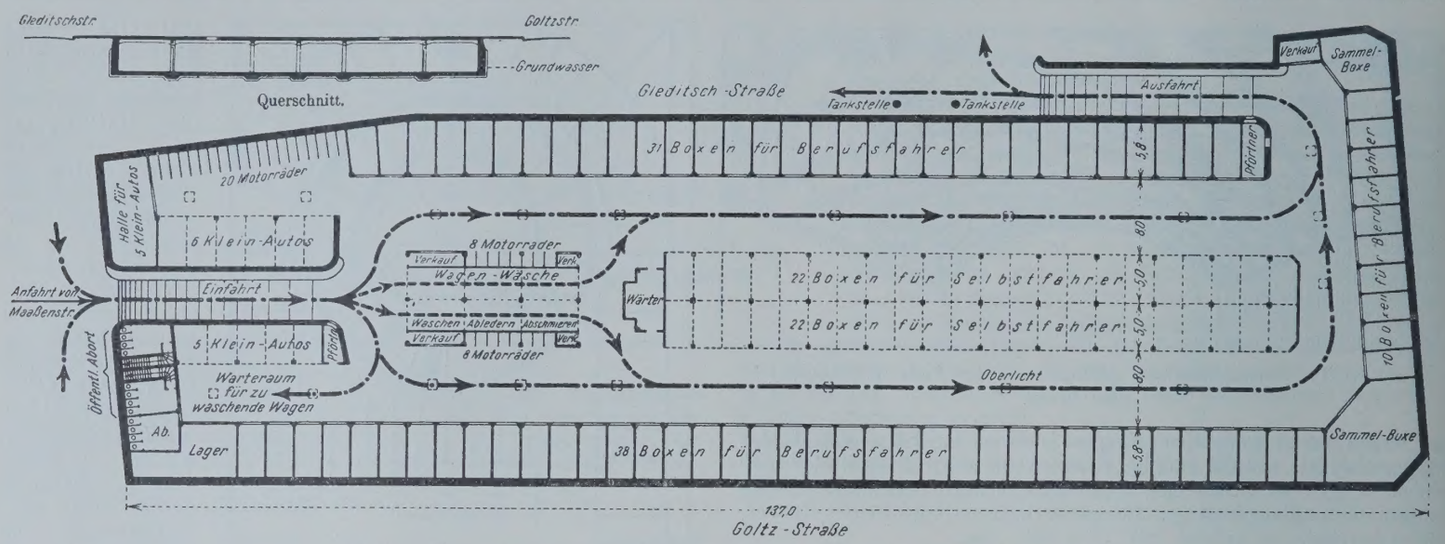


Abb. 14. Entwurf einer Unterpflastergarage unter dem Winterfeldt-Platz, Berlin.

auch zur Autoabstellung benutzt. Fast alle neueren Großgaragen sind so gebaut. Die Höhengewinnung bietet keine Schwierigkeiten, da man mit kurzen Gabelrampen auskommt.

Wesentlich anders wird die Sache, wenn man die volle Geschoßhöhe mit einer Rampe zu gewinnen hat. Dies ist der Fall bei Unterpflastergaragen oder wenn noch ein Obergeschoß hinzukommt. Man wird erst von einer gewissen Größe der Garage ab sich zu einer zusätzlichen Rampenanlage von 24 bis 30 m Länge und 6 m Breite entschließen und den Platz dazu hergeben, der dem für 8 bis 10 Boxen entspricht. Wenn erst die Kraftfahrer die Scheu vor den Geschoßgaragen überwunden haben werden, dürften diese Ausführungen häufiger werden.

Bei den Vielgeschoßbauten beherrscht das Problem der Höhengewinnung vollkommen den Bauplan. Die alte Streitfrage, ob Rampe oder Aufzug vorzuziehen, wird immer wieder aufgerollt. Es ist in der Tat mit dem rein zahlenmäßigen Nachweise der Bau- und Betriebswirtschaftlichkeit nicht allein getan. Es spielen auch die Sicherheit und die psychologischen Momente der Unstetigkeit des Verkehrs, des Wartenmüssens, des Türenöffnens und -schließens eine Rolle. Diese geben bei der Entscheidung oft den Ausschlag. So findet man auch in Amerika Aufzug- und Rampengaragen fast in gleicher Zahl.

Es gibt in Amerika 55000 öffentliche Garagen. Eine einzige Gesellschaft, die ein bestimmtes Garagensystem vertritt, hat Anlagen im Werte von 150 Mill. R.-M. gebaut. Wenn auch in Amerika die mittleren Garagen von 200 bis 500 überwiegen, so gibt es doch Ausführungen, die 800, 1250, ja 1500 Wagen fassen. Die größten Anlagen sind übrigens nicht in New York.

Es wäre natürlich in hohem Maße erwünscht, daß wir im Garagenbau so früh wie möglich zu einheitlichen Bauformen, zu Typen und für die Elemente zu Normen kämen. Das ist ja auch bei den Wellblechausführungen der Fall. Bei Ausführungen von Großgaragen liegen, nach Erfahrungen des Verfassers, die Verhältnisse meist sehr verschieden, und die bisherigen Erfahrungen genügen bei weitem nicht, um eine bestimmte Anordnung als allgemein gültig und vorbildlich hinzustellen.

Eine Fülle von Ideen liegt vor. Ihr Wert für die Praxis wird aber lediglich durch eine mehrjährige Bewährung im Betriebe erwiesen. Es hat sich immer wieder gezeigt, daß der Betrieb Fehler des Entwurfes enthüllt, an die niemand vorher gedacht hatte, und daß manche von diesen Fehlern gar nicht oder nur mit hohen Kosten wieder gutzumachen waren. Im Wohnhausbau haben sich bestimmte Verhältnisse für die Treppen, dem menschlichen Organismus angepaßt, herausgebildet. Es liegt nahe zu glauben, daß sich auch für den Kraftwagen nach jahrzehntelangen Erfahrungen vielleicht eine bestimmte Rampenform als die geeignetste durchsetzen wird. Denn wenn wir auch in den deutschen Großstädten ganze Viertel von Wolkenkratzern vermeiden, da wir ihre Nachteile erkannt haben, um die vielgeschossige Garage kommen wir nicht herum.

Es bleibt nun noch übrig, nach den verschiedenen Bauformen und der reinen Unterstellung die wichtigsten Nebenanlagen zu behandeln. Das Straßenfahren hinterläßt am Kraftwagen seine Spuren. Man kann zwar durch einen entsprechenden Anstrich die unvermeidliche Verschmutzung weniger auffällig machen. Aber der Deutsche ist zurzeit noch gewohnt, seinen Wagen nicht als ein neutrales Ding zu betrachten, sondern er sieht ihn persönlicher, gefühlsmäßiger an, er will seine Freude dran haben. Der Wagen muß blank sein, die Scheiben müssen blitzen. Das alles ist nur durch eine entsprechende, zeitraubende Pflege, Wäsche zu erreichen. Der Wagen muß zunächst gewaschen, getrocknet und abgeledert werden. Da wir für Autos nur über sehr wenige staubfreie Straßen mit staubbindender Oberfläche verfügen, muß diese Reinigung häufiger vorgenommen werden als in anderen Ländern. Je nach Witterung und Ansprüchen muß also der Wagen ein- bis zweimal in der Woche oder täglich gewaschen werden. Das Waschen kostet Zeit, der Wagen kann nicht benutzt werden, es kostet Wasser und Arbeit. Es ist unbedingt nötig, daß in den Großstädten möglichst in Verbindung mit Großgaragen selbsttätige Schnellwaschanlagen geschaffen werden, die das Waschgeschäft schnell und billig erledigen. Solche Anlagen machen sich natürlich nur bei dauernd großem Zuspruch bezahlt.

Eine zweite Frage ist die Kraftstoffversorgung. Wir haben Benzin, Benzol und neuerdings auch Spiritus. Es wird auf dem Gebiete der Kraftstoffe sehr fleißig gearbeitet. Wir haben ortsfeste Tankanlagen, neuerdings auch fahrbare. Wir haben Tankstellen in Garagen und Zapfstellen auf der Straße ohne Verbindung mit Garagen. Die bewährte Anlage mit Schutz- und Druckgas wird mehr und mehr aufgegeben zugunsten der Benzinpumpen, die bei genügender Sicherheit billiger arbeiten.

Während das Waschen bei der Einfahrt geschehen sollte, wird bei der Ausfahrt Betriebstoff genommen. Es tanken also sehr viele Wagen zur gleichen Zeit. Die wichtige Eingliederung der verschiedenen Tankanlagen in den Stadtplan und in die Garage ist ein Kapitel für sich.

Der dritte wichtige Bestandteil jeder Großgarage ist die Ausbesserungswerkstatt. Sie muß abseits liegen vom Verkehr, da in ihr mit offenem Feuer gearbeitet wird. Im Falle eines Feuers müssen sich die Handwerker retten können. Wegen der Vielheit der Typen und Teile ist das Ausbesserungsgeschäft noch schwierig und verteuert die Autohaltung sehr. Auch muß die Zeit wirtschaftlich gewertet werden, die der Wagen seiner Benutzung entzogen ist. Hoffentlich kommen wir auch in Deutschland einmal unter Hintenanstellung aller Sonderbelange und -Wünsche zu einem Einheitswagen, der dem Durchschnittsbedürfnis entspricht. Dann werden Ersatzteillager nach Maßgabe der üblichen Unfälle und Ausbesserungen überall im Lande verstreut werden müssen und selbstverständlich auch in Garagen. Damit vereinfacht sich die Ausbesserungswerkstatt erheblich, und auch die Autohaltung wird billiger.

Es kommt beim Kundendienst im Garagenwesen darauf an, daß der Autobesitzer völlig klar sieht in die Ausgaben, die ihn erwarten, daß er sich auf keinen Fall irgendwie übervorteilt glaubt. Nur dann wird der Kraftwagen allgemein benutzt werden, wenn es denen, die ihn als Zeitsparmaschine gebrauchen, so bequem wie möglich gemacht wird. Zurzeit geschieht jedenfalls noch manches, das die Autohaltung verleidet.

Die Bedeutung von Garagen als einer zukünftigen Bauaufgabe geht aus nachstehender Überlegung hervor: Wenn nicht ganz unvorhergesehene Katastrophen eintreten, dann rechnen wir damit, daß wir in 6 bis 7 Jahren den gegenwärtigen Sättigungsgrad von England und Frankreich haben werden, d. h., daß auf 35 bezw. 22 Einwohner ein Kraftwagen kommt. Damit ist also der Anteil gegeben, den die Bauwirtschaft an der künftigen Kraftverkehrswirtschaft nimmt.

Die Eingliederung des notwendigen Garagenraums in die großstädtische Baumasse wird eine der schwierigsten, aber auch dankbarsten Aufgaben einer nicht zu fernen Zukunft sein.

Vermischtes.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden Herrn Friedrich Fix in Duisburg, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die praktische Verwendung des Eisenbetons im Baugewerbe.

Zusammenstellung bedeutenderer Wasserleitungsstollen.

Lage	Baujahr	Länge km	Querschnitt
Ackersand (Schweiz)	1906/09	10,7	$h = 1{,}80$ m; $F = 2{,}60$ m²
Albulawerk „	1908/10	7,344	$h = 2{,}83$ m; $b = 3{,}10$ m; $F = 7{,}25$ m²; Hufeisenform
Alfenzwerk „	1924/26	2,554	$h = b = 1{,}80$ m; Hufeisenform
Amsteg „	1919/24	7,33	$\varnothing = 2{,}80$ m
Barberine „	1919/25	2,33	$F = 2{,}75$ m²
Biaschinawerk (Schweiz)	1907/11	8,9	$h = 3{,}20$ m; $b = 3{,}10$ m; $F = 6{,}00$ m²; Hufeisenform
Birmingham (England)	1894/1906	6,8	$\varnothing = 2{,}44$ m
Boston (U. S. A.), Wachusett-Leitung	1895/1904	3,22	$h = 3{,}05$ m; $b = 3{,}35$ m
Brusio—Campocologno (Schweiz)	1912/13	5,25	$h = 2{,}70$ m; $b = 2{,}40$ m; $F = 5{,}02$ m²; Hufeisenform
Burglauenen (Schweiz)	1906/08	1,208	$h = 2{,}10$ m; $b = 2{,}00$ m; $F = 3{,}38$ m²; Hufeisenform
Chicago (U. S. A.)	1867	3,22	$\varnothing = 1{,}52$ m
	1875	3,22	$\varnothing = 2{,}14$ m
	1892	10,45	$\varnothing = 1{,}83$ und 2,44 m
	1895	3,22	$\varnothing = 2{,}14$ m
	1896	3,22	$\varnothing = 1{,}83$ m
	1898	6,3	$\varnothing = 1{,}52$ und 2,14 m
	1898	4,35	$\varnothing = 3{,}05$ m
	1911	3,7	$\varnothing = 4{,}26$ m
	1918	4,84	Hufeisenform
Chippis (Schweiz)	1905/08	8,493	$h = 2{,}30$ m; $b = 2{,}00$ m; $F = 3{,}77$ m² bis 4,30 m²; Hufeisenform
Cincinnati (U. S. A.)	1898/1909	0,430	$\varnothing = 2{,}14$ m
Davos—Klosters (Schweiz)	1921/25	4,943	$\varnothing = 1{,}90$ m
Flamisell inférieur (Spanien)	1917/18	6,8	$h = 1{,}85$ m; $b = 1{,}70$ m; $F = 2{,}70$ m²; Hufeisenform
Gleenwoodwerk (U. S. A.)	1909/10	3,8	$h = 4{,}70$ m; $b = 4{,}80$ m
Gosauwerk bei Steg	—	5,0	—
Hasliwerke (Schweiz)	1924	5,25	$\varnothing = 2{,}00$ m
		7,564	$\varnothing = 3{,}00$ m
		4,486	$\varnothing = 3{,}10$ m
Hauterive (Freiburg, Schweiz)	1898/1902	9,218	$F = 15{,}00$ m²
Heidseewerk (Zürich)	1917/20	2,264	$h = 2{,}50$ m; $b = 2{,}70$ m; $F = 5{,}79$ m²; Hufeisenform
Heimbachwerk (Ruhr)	1904/05	2,85	$h = 2{,}76$ m; $b = 2{,}60$ m; U-Form
Heimbachkraftwerk (Schwarzwald)	1921/22	6,0	$F = 4{,}10$ m²; rechteckig
Kallnachwerk (Schweiz)	1909/13	2,1	$F = 26{,}20$ m²
Kandergrund „	1908/11	4,214	$h = 2{,}20$ m; $b = 1{,}92$ m; $F = 3{,}72$ m²; Hufeisenform
Kanderwerk „	1897/1901	2,592	$h = 2{,}35$ m bis 2,75 m; $b = 2{,}30$ m; Hufeisenform
Kubelwerk „	1897/1900	4,626	$h = 1{,}90$ m; $b = 1{,}80$ m; $F = 3{,}28$ m²; U-Form
	1916	6,619	$h = 1{,}90$ m; $b = 2{,}00$ m; Hufeisenform
Klosters—Küblis	1920	8,6	$\varnothing = 2{,}20$ m
Leitzachwerke (Bayern)	1911/13	6,744	$F = 5{,}58$ m²
Liverpool (England)	1881/90	3,62	$\varnothing = 2{,}14$ m
St. Louis (U. S. A.)	1913/15	0,838	$\varnothing = 2{,}44$ m
Löntschwerk (Schweiz)	1905/08	4,13	$F = 4{,}77$ m²; Hufeisenform
Lüenwerk (Schweiz)	1912/14	2,47	$h = b = 1{,}80$ m; $F = 2{,}70$ m
Luzern-Engelberg (Schweiz)	1904/05	2,559	$F = 4{,}15$ m²; Hufeisenform
Manchester (England), Thirlmere-Leitung	1886/95	22,7	$h = b = 2{,}14$ m; U-Form
München (Thalham-Mühlthal)	1924/26	2,392	$h = 1{,}80$ m; $b = 1{,}70$ m; $F = 2{,}44$ m²; Haubenprofil
Morobbia (Schweiz)	1900/03	4,25	—
Neuzehnhain—Einsiedel—Chemnitz	—	9,273	Eiprofil
New-York (U. S. A.), Catskillberg	1923	29,192	$h = 3{,}50$ m; $b = 3{,}12$ m; Hufeisenform
Nürnberg (Buchenberg, Wallsteinstollen)	1908/12	2,625	$h = 1{,}77$ m; $b = 1{,}50$ m; Hufeisenform
(Viehbergstollen)	1909/12	2,455	$h = 1{,}77$ m; $b = 1{,}54$ m; Hufeisenform
Paris (Dhuys-Leitung)	1863/69	12,2	—
„ (Avre-Leitung)	1891/93	25,2	$\varnothing = 1{,}70$ m
Pont de la Tine (Schweiz)	1913/15	5,2	—
Raabklammwerk (Steiermark)	—	2,269	$h = 1{,}70$ m; $b = 1{,}60$ m; rechteckig
Schnalserbachwerk (Österreich)	1908/10	4,247	—
Souzier (Schweiz)	1901	8,306	$b = 1{,}10$ m
		3,47	$b = 1{,}10$ m
Soyenseewerk (Bayern)	1922/24	2,17	$F = 2{,}10$ m²; Eiform
Spiez (Schweiz)	1906/08	2,592	$h = 2{,}35$ m; $b = 2{,}30$ m; $F = 4{,}53$ m²; Hufeisenform
Schwarzastollen (Schluchseewerk)	1924	6,4	$\varnothing = 4{,}00$ m
Teigitschwerk (Österreich)	1921/25	5,358	$\varnothing = 2{,}60$ m
Tharandt (Sachsen)	1924/25	2,06	$F = 3{,}90$ m²; Hufeisenform
Vièze bei Monthey (Schweiz)	1908/10	3,777	$h = 1{,}90$ m; $b = 2{,}00$ m; $F = 3{,}26$ m²; Hufeisenform
Wäggital—Rempen	1922/25	3,177	$F = 10{,}2$ m²
„ —Siebnen	1922/25	2,569	$F = 10{,}2$ m²
Wallgau—Sachensee (Walchenseewerk)	1919/24	1,5	$F = 12$ m²; Hufeisenform
II. Wiener Hochquellenleitung (Göstlinger Hauptstollen)	1908	5,37	$h = 1{,}82$ m; $b = 1{,}56$ m; Hufeisenform
Wien—Ybbswerk (Frieslingstollen)	1922/25	4,023	$h = 2{,}92$ m; $b = 2{,}70$ m; Hufeisenform
Wien—Gaming—Kienberg	1923/25	6,507	$h = 1{,}82$ m; $b = 1{,}56$ m; Hufeisenform

Mdt.

Stauanlage und Kraftwerk im Baker-Fluß. Um dem steigenden Bedürfnisse an Wasserkraft innerhalb ihres Versorgungsgebiets zu genügen, sah sich die Puget Sound Power & Light Co. in Seattle veranlaßt, die Zahl ihrer Werke um ein weiteres am Baker-Fluß zu vermehren. Dieser hat seinen Lauf in der Nähe der nach Canada führenden Eisenbahnen, wird durch die Gletscherwässer des Baker- und des Shakcam-Berges gespeist, entwässert, obschon an sich kein bedeutender Wasserlauf, dennoch ein ziemlich ausgedehntes Gebiet mit starken Schnee- und Regenfällen und führt daher, und zwar bemerkenswert regelmäßig, starke Abflußmengen. Die letzten 20 km liegen in einem ziemlich tiefen Tale, das stromab durch eine Felsenbarre von 300 m Höhe und 600 m Stärke abgeriegelt ist. Durch dieses natürliche Hindernis hat sich der Fluß in Gestalt einer engen Schlucht Bahn gebrochen, unterhalb deren er einen Nebenarm, den Skagit-Fluß, aufnimmt.

Nach einem Bericht im Augusthefte von „La Technique des Travaux“ war es für die Anlage eines Wasserkraftwerkes nur nötig, diese Schlucht mit einer etwa 75 m hohen Betonstaumauer zu schließen, um beträchtliche Energiemengen zu erhalten. Das eigentliche Krafthaus (Abb. 2) liegt kaum 500 m hinter der Sperre; es soll für den Anfang zwei Einheiten von je 24000 PS erhalten, um dann später durch zwei weitere gleich große auf eine Leistung von im ganzen 96 000 PS gebracht zu werden. Die im

Abb. 1.

Werke gewonnene elektrische Energie wird in einem etwa 115 km entfernt bei Everett gelegenen Zwischenwerk von 110 000 auf 55 000 V für die Verwendung im Bezirke von Everett sowie für den Anschluß an das Netz von Seattle umgeformt.

Vom Staubecken zu den Maschinen führt ein in Beton verkleideter Stollen von 6,60 m Durchmesser und etwa 500 m Länge durch festen, wetterbeständigen Kalksteinfelsen, der auch den Untergrund der Sperre und das Bett des Staubeckens bildet und bei beiden die Gewähr der Dichtigkeit bietet.

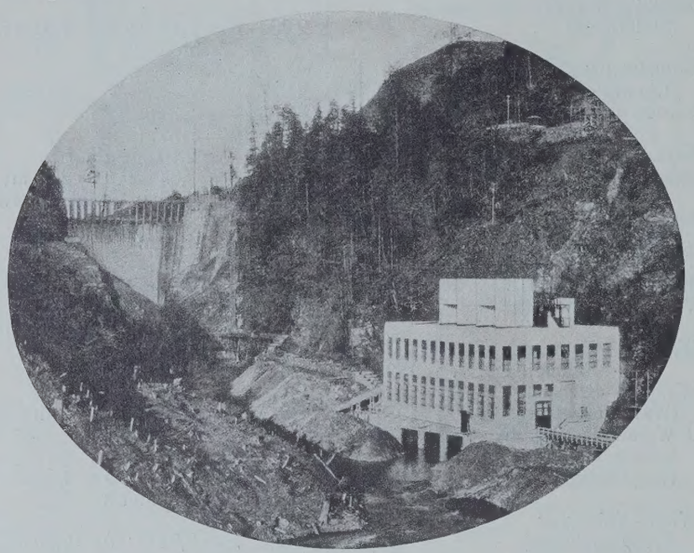


Abb. 2.

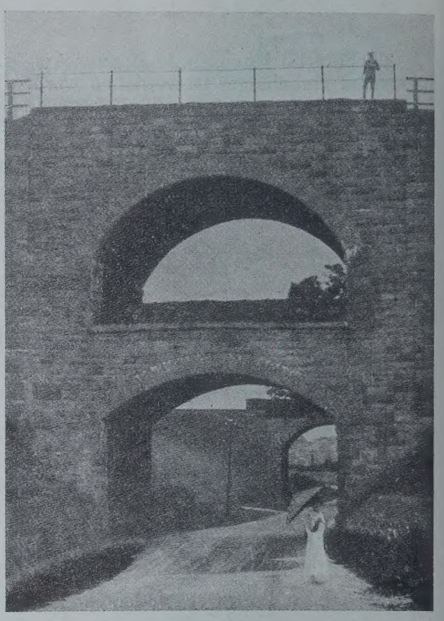
Ebenso wie Entwurf, Anlage und Betrieb des Kraftwerkes im Baker-Flusse von der Natur begünstigt sind, sind es auch Ausführung und Einrichtung der Baustelle. Ein Verbindungsglied von 800 m Länge genügte, um die letztere an die Hauptlinie der Northern Railway anzuschließen, was für die Materialanfuhr von ausschlaggebender Bedeutung ist. Der Zement wird von einer in unmittelbarer Nähe belegenen Fabrik geliefert, ebenso finden sich Sand, Kies und Bruchsteine fast an Ort und Stelle, die Gestehungskosten werden denn auch dementsprechend verhältnismäßig sehr niedrig sein. Abb. 1 zeigt eine Aufnahme der Baustelle mit der Rinnenanlage für die Förderung des Gußbetons und die Einschalung für die Staumauer.

Diese stellt eine Verbindung von Schwergewicht- und Gewölbereihensperre dar und hat, wie bereits erwähnt, eine Höhe von 75 m sowie — ein immerhin seltenes Verhältnis — eine Länge von 110 m an der Krone und von nur 18 m am Fuße, eine obere Mauerstärke von 4 m, eine untere von 60 m; verbaut werden etwa 83 000 m³ Beton. Die Stauhöhe soll i. M. 64 m betragen, die nutzbare Druckhöhe 13,50 m, was einer Energie von 11 500 000 kWh entspricht. Die für den Stollen wichtigen Maße sind bereits oben mitgeteilt, die Druckleitung ist in Stahlblech von 12,5 mm Dicke genietet und hat eine Länge von 45 m. Das Krafthaus (Abb. 2) ist in Eisenbetonfachwerk ausgeführt und soll im fertigen Zustande 26,50 m breit und 75,0 m lang werden, doch wird zunächst nur eine Länge von 45,0 m ausgeführt; die Höhe beträgt etwa 31,50 m. Ki.

Eisenbahnschienen aus Manganstahl. Infolge der vergrößerten Fahrgeschwindigkeit, des erhöhten Achsdruckes und der zunehmenden Verwendung von Stahlrädern hat der Schienenverschleiß, insbesondere auf Bahnen, die mit dichter Zugfolge befahren werden, wie Straßenbahn, Stadt- und Vorortbahn, eine Größe erreicht, die die Bahngesellschaften schon seit langer Zeit veranlaßt hat, nach einem Schienenstahl zu suchen, der wesentlich höhere Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung besitzt, als die bislang verwendeten Stahlsorten, ohne daß die Elastizität, die gerade bei Eisenbahnschienen eine ausschlaggebende Rolle spielt, herabgesetzt wird. Nach „Iron Age“ hat die Delaware, Lackawanna & Western Railroad Co. nunmehr einen neuen Schienenstahl herstellen lassen, der mit bezug auf die Widerstandsfähigkeit den bisher verwendeten Stahlsorten erheblich überlegen ist. Es handelt sich um einen Manganstahl, dessen Mischungsverhältnis erst nach langwierigen, vielfach mißlungenen Versuchen bestimmt werden konnte.[1]) Die Versuche wurden mit einer Mischung von 0,85 % Kohlenstoff und 0,75 % Mangan begonnen und bis zu 0,30 % Kohlenstoff und 1,9 % Mangan gradweise durchgeführt. Diese Versuche ergaben schließlich, daß das günstigste Mischungsverhältnis zwischen den Grenzen 0,30 bis 0,85 % Kohlenstoff und 1,15 bis 1,90 % Mangan liegt. Dabei darf der so hergestellte Stahl höchstens noch 0,05 % Phosphor, 0,30 % Silizium und andere Beimischungen bis zu 0,25 % enthalten. Die Delaware, Lackawanna & Western Railroad Co. ist von dem Ergebnis der Versuche derart befriedigt, daß sie fortan nur Schienen aus diesem neuen Stahl auf ihren Neubaustrecken und bei Auswechslung des Oberbaues verwendet. N. B.

[1]) Über Gleiskreuzungen aus Manganstahl s. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 6, S. 48.

Eine eigenartige Wölbbrücke. Auf einer Zweigstrecke der London und Nordostbahn findet sich eine eigenartige Wölbbrücke. Sie hatte ursprünglich eine Lichtweite von 10,7 m; ihre Kämpfer lagen 9 m über der Straße, die sie unter der Eisenbahn hindurchführt. Als nach einiger Zeit die Widerlager nachgaben, wurde sie dadurch wiederhergestellt, daß vor die Widerlager je 0,45 m Mauerwerk als Verstärkung vorgemauert wurde. Die nunmehr verbliebene Lichtöffnung wurde mit einem Ziegelgewölbe überbrückt. Um die Widerlager noch weiter zu verstärken, wurden sie in halber Höhe durch ein zweites Gewölbe gegeneinander abgesteift (s. die Abbildung). Die Brücke wurde zum letzten Male im Jahre 1877 instand gesetzt und vermehrt die Zahl der Zeugnisse dafür, daß alte Wölbbrücken auch den Anforderungen neuzeitlichen Eisenbahnbetriebes gewachsen sind. Wkk.

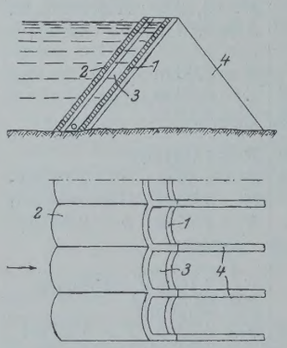


Berichtigung zu Heft 47, S. 696. Bei Herstellung der Zeichnung für Abb. 5 „Schematische Darstellung des Talweges des Rheines“ nach dem in der „Deutschen Wasserwirtschaft“ veröffentlichten verkleinerten Lichtbilde des Originals ist ein Fehler unterlaufen: Der Plan umfaßt die Jahre 1900, 1901, 1903 usw. bis 1922, und nicht die Jahre 1800 bis 1922.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Dammanlage für Talsperren oder dergl. (Kl. 84a, Nr. 430 995 vom 12. 3. 1925 von Sigurd Höyer in Vinderen Vestre Aker und Karl Baalsrud in Nore Kraftanlage, pr. Numedal.) — Um die Lebensdauer massiver Staudämme zu verlängern, wird vor den eigentlichen Staudamm 1 ein Sicherheitsdamm 2 gesetzt, der als Stauwand dient. Im Raume 3 zwischen den Dämmen steht Wasser in der gleichen oder ungefähr gleichen Höhe wie an der Vorderseite des Sicherheitsdammes. Bei etwaigem Bruche des Dammes 1 wird das Wasser zwischen den beiden Dämmen aus dem Raume 3 auslaufen, und der Sicherheitsdamm tritt von selbst in Tätigkeit. Der Staudamm kann auch aus den Gewölben 1 bestehen, die durch Pfeiler 4 abgestützt sind, die gegen die Stromrichtung verlängert sind und auch den aus den Gewölben 2 bestehenden Sicherheitsdamm stützen.



Personalnachrichten.

Baden. Versetzt: der Baurat A. Dörsam in Forbach zum Wasser- und Straßenbauamt Rastatt.

Preußen. Der Oberregierungsbaurat Wulle, Kiel, ist unter Rückübernahme aus dem Reichsdienst in den preußischen Staatsdienst zum Wasserbaudirektor ernannt und der Wasserbaudirektion Stettin zur Dienstleistung überwiesen worden.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W.) Roloff dem Neubauamt Kanalabstieg Magdeburg und Steffens dem Wasserbauamt in Meppen.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Hans Martin Kniess, Gottfried Schwenke und Friedrich Hansen (Wasser- und Straßenbaufach).

In den Ruhestand getreten ist der Wasserbaudirektor Kieseritzky in Stettin.

INHALT: Fünfzigjähriges Jubiläum der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles. — Die Grenzen der Gültigkeit der Erddrucktheorien von Rankine und Coulomb. — Garagenbautechnik. — Vermischtes: Technische Hochschule Braunschweig. — Zusammenstellung bedeutenderer Wasserleitungsstollen. — Stauanlage und Kraftwerk im Baker-Fluß. — Eisenbahnschienen aus Manganstahl. — Eine eigenartige Wölbbrücke. — Berichtigung zu Heft 47. S. 696. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang BERLIN, 7. Dezember 1926. Heft 53

Alle Rechte vorbehalten.

Die Abwasserbeseitigung in München.

Erster Teil. Die Kanalisation.

Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. **J. B. Bosch** und Oberbaurat **E. Stecher.**

I. Gelände, Untergrund, Vorflut- und Niederschlagsverhältnisse.

Vom Nordrande der Kette der bayerischen Voralpen, deren blaue Zackenreihe an klaren Tagen den unvergleichlichen Abschluß der Münchener Landschaft bildet, senkt sich die bayerische Hochebene in sanfter Neigung zur Donau hinab. Im Eiszeitalter stießen mehrmals gewaltige Alpengletscher weit in die Ebene vor und brachten ausgedehnte Ablagerungen auf dem aus tertiärem Meeresboden, d. i. aus mergeligen, glimmer- und quarzhaltigen Sandsteinen, dem sogen. Flinz bestehenden Vorlande des Gebirges: Um die Zungen der Gletscher häuften sich die Schuttwälle der Endmoränen; ungeheure Geröllmengen wurden durch die Schmelzwässer weiter nach Norden verfrachtet und als Schotterfelder abgesetzt. Durch

Abb. 1. Das Isartal vor München von der Großhesseloher Brücke aus.

diese Ablagerungen gruben die zum Teil jetzt noch vorhandenen Flußläufe tiefe Betten, vielfach bis in die tertiäre Unterlage einschneidend. Im Inneren der Schotterfelder rinnt auf dem ziemlich wasserundurchlässigen Flinz ein starker Grundwasserstrom nach Norden. Da die Schotterfelder in gleicher Richtung an Stärke abnehmen, tritt das Grundwasser schließlich an ihrer Oberfläche aus, wodurch ausgebreitete Moosflächen entstehen.

Auch die hellgrünen Fluten der Isar durchbrechen die Schotterfelder in tiefer, romantischer Schlucht. Wo dieser Durchbruch in den schwächer werdenden Schotterschichten sich trichterförmig öffnet, der Fluß im ausgeweiteten Talboden sich verästelt und schließlich, den rechten Ufersteilabhang benagend, den Flinz aufdeckt, liegt die Stadt München, rd. 520 m über dem Meeresspiegel, sich beiderseits der Isar, im Tal und auf der Hochebene ausdehnend (Abb. 1). Im Süden der Stadt sind die Schotter der Hochebene etwa 15 m mächtig, im Norden nur noch einige Meter Im Flußtal sind jüngste, vielfach verlagerte Anschwemmungen vorhanden. Demgemäß ist in den längs des Flusses im Tal gelegenen und außerdem in den nördlichsten Stadtteilen das Grundwasser am wenigsten tief unter der Bodenfläche anzutreffen. Im Nordosten der Stadt ist rechts der Isar auf der Höhe der Schotterflächen noch eine mehrere Meter starke Schicht von interglazialem Löß vorhanden. Sie wird in vielen Ziegeleien ausgebeutet und lieferte auch die Bausteine für die Münchener Kanalisation. Die Geländeoberfläche wird durch die Wegnahme des Lösses entsprechend gesenkt. Abb. 2 zeigt ein Treppenmodell der Oberfläche von München, aus dem die Abstufungen der Talränder ersichtlich sind. Nördlich vom Stadtgebiet gehen auf beiden Isarufern die nur noch eine schwache Humusauflage besitzenden Schotterflächen allmählich in die geschilderten Moosgegenden über. Dem Gefälle der Hochebene nach Norden verdankt München nicht nur den Vorteil, ein vorzügliches Trinkwasser aus den Hängen des etwa 40 km südöstlich der Stadt befindlichen, tiefen Mangfalltaleinschnittes ohne jede künstliche Hebung beziehen zu können, sondern auch die Möglichkeit der Fortleitung der gesamten Abwässer mit natürlichem Gefälle zu der im Norden der Stadt auf dem städtischen Gute Großlappen gelegenen Kläranlage. Auch sämtliche älteren Auslässe der Kanalisation sowie alle Regenauslässe münden mit natürlichem Gefälle in ihre Vorfluter, die Isar und ihre Nebenarme, aus.

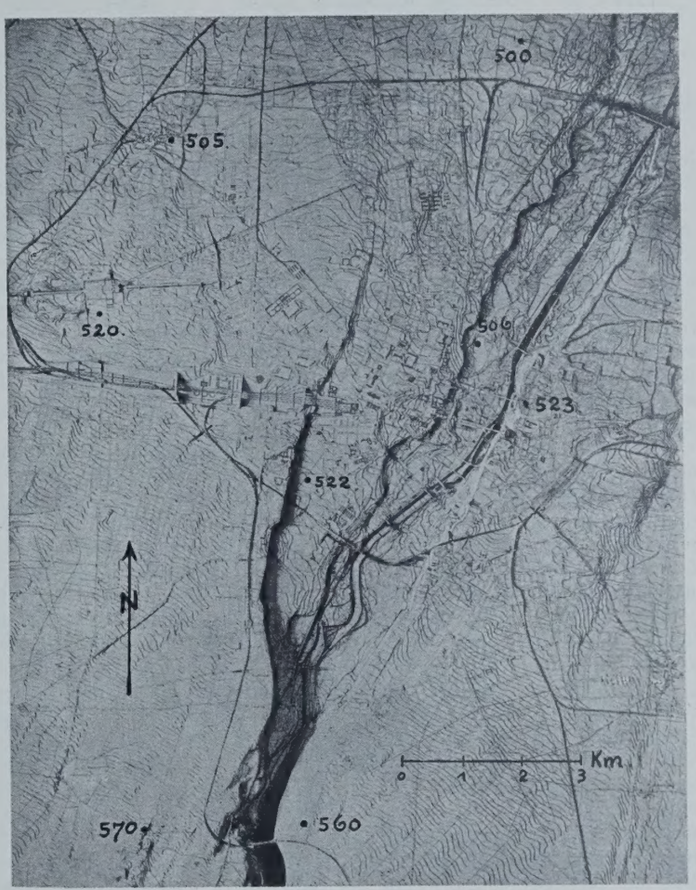


Abb. 2. Höhenschichtenmodell von München. (Höhenzahlen in m über Normal-Null).

Die Isar führt nördlich von München bei Großlappen, bevor noch die zusammen rd. 10 m³/Sek. führenden Nebenarme, der Schwabinger Bach und der Garchinger Mühlbach, wieder einmünden, nach Angabe der Landesstelle für Gewässerkunde folgende Wassermengen:

bei	Niederwasser (normal)	45 m³/Sek.
„	„ (Wasserklemme) . .	32 „
„	Mittelwasser	100 „
„	Hochwasser (kleineres)	300 „
„	„ (größeres)	700 „
„	„ (1899)	1290 „

Die mittleren Profilgeschwindigkeiten betragen

bei Niederwasser } . . . . . 1,50 m/Sek.
„ Mittelwasser }

Bei Hochwasser mit 260 m³/Sek. überschreitet die Geschwindigkeit 2,0 m/Sek.

Über die Niederschlagsverhältnisse geben nachstehende Tabellen Aufschluß:

Kalenderjahr	Jährliche Regenhöhe mm	Bedeutendste Gewitterregen der betr. Jahre (Messungen der Regenschreibapparate des Tiefbauamts) Datum	Dauer Minuten	Niederschlaghöhe mm	Ergibt l/Sek./ha
1910	1096,8	14. Juli	12	17,0	236,6
1911	682,6	16. Mai	16	22,0	229,6
1912	1093,3	25. Juli	25	25,0	167,0
1913	938,0	2. Juni	28	30,2	180,1
1914	795,4	21. Juni	10	22,1	369,1
1915	989,4	30. Mai	20	33,8	282,2
1916	1025,3	3. Juli	12	13,6	189,3
1917	889,4	2. Juli	20	15,3	127,8
1918	770,6	10. Juni	25	18,5	123,6
1919	903,2	13. Juni	14	8,6	102,6
1920	874,9	30. Juni	30	25,8	143,6
1921	711,7	11. August	15	25,0	278,3
1922	1111,5	15. August	10	16,5	275,0
1923	878,2	24. Juli	17	13,7	134,3
1924	939,9	16. Mai	40	52,5	218,8

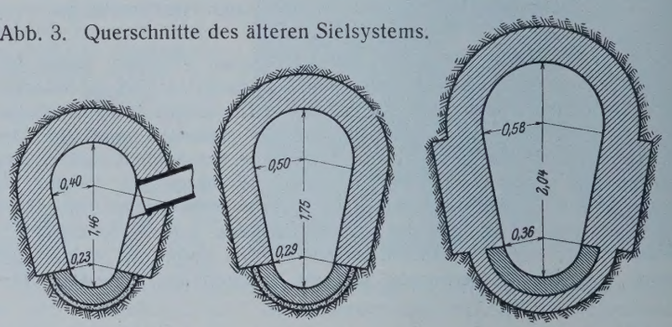
Die durchschnittliche jährliche Niederschlagmenge mit rd. 900 mm ist also ziemlich bedeutend.

II. Die Entwicklung der Abwasserbeseitigung bis zum Jahre 1920.

Schon in den Jahren 1811 bis 1857 erhielten verschiedene Straßen der Altstadt Kanäle von 4 Fuß lichter Höhe und $2^1/_2$ Fuß lichter Breite. Sie dienten jedoch nicht der Abführung der Abortabgänge. In der Hauptsache mündeten damals die Aborte in Versitzgruben oder waren mit offenen Rinnen an die zahlreichen Stadtbäche angeschlossen. So gelangten große Mengen von Fäkalien und sonstigen Schmutzstoffen in den Untergrund. Das Grundwasser wurde in einer Reihe von Brunnenwerken und in zahlreichen Einzelbrunnen im Stadtgebiet gefördert und diente zu Trink- und anderen Zwecken. Die hygienischen Zustände in der Stadt waren also keineswegs gute, und um die Mitte des verflossenen Jahrhunderts, so in den Jahren 1836, 1854 und 1873 traten verschiedentlich schwere Massenerkrankungen an Cholera auf. Auch Typhus war nicht selten.

Im Jahre 1854, als eine zweite Cholera-Epidemie die Stadt heimsuchte, mußten die von dem Altmeister der Hygiene, Geheimrat Pettenkofer, verlangten wasserdichten Abortgruben an Stelle der Versitzgruben eingeführt werden. Er hatte die Ursachen der Seuchen in der Verunreinigung des Untergrundes erkannt. Im Jahre 1858 begann Oberbaurat Zenetti mit der Erbauung eines Kanalnetzes in einem Teile der Altstadt und insbesondere in den nördlichen Stadtteilen. Der bereits 1857 aufgestellte Entwurf für die Entwässerung der Ludwigs- und Maxvorstadt im Norden der Altstadt sah ein Stammsiel von 7 × 4 Fuß lichtem Querschnitt, Hauptsiele von 6 × 3,5 Fuß l. W. und Nebensiele von 5 × 2,8 Fuß l. W. vor. Das nach diesem Entwurf ausgeführte System mündet in der Veterinärstraße in den Schwabinger Bach aus. Es erreichte bis 1877 eine Länge von rd. 45 km und ist zum großen Teil heute noch in Betrieb. Abb. 3 zeigt die ausgeführten Sielquerschnitte. Die Siele dieses sogenannten „älteren Sielsystems" liegen in ziemlich geringer Tiefe. In sie wurden zunächst nur die Regen- und Wirtschaftswässer, dann die Überläufe der Abortgruben, aber keine Fäkalien, eingeleitet. Für das nicht zuletzt wegen der damit verbundenen Gebührenbelastung viel umstrittene Ziel, die Anwesen und Höfe an die Kanalisation anzuschließen, setzte sich besonders der Polizeidirektor Pfeufer ein. Im Jahre 1873 trat wiederum eine Cholera-Epidemie auf. Den eifrigen Bemühungen Pettenkofers, des Bürgermeisters v. Erhardt und des Oberbaurates Zenetti war es zu verdanken, daß nun der Magistrat eine eigene Kommission zum Studium der Assanierung der Stadt, insbesondere der Fragen der Wasserversorgung, Kanalisation und Müllabfuhr, einsetzte. Der Engländer Gordon arbeitete auf Grund des Auftrages der Stadtgemeinde vom Jahre 1875 einen wohldurchdachten Entwässerungsentwurf aus. Er schlug ein tiefliegendes Kanalnetz vor, bei dem das besonders von Pettenkofer tatkräftig und zielbewußt vertretene System der Abschwemmung der Fäkalien in die Kanäle und in die Isar bereits berücksichtigt war; hierbei war die Ausmündung für die Kanäle des linken Ufers, des Hauptstadtteiles, östlich des Kleinhesseloher Sees, unweit der Tivolimühle, und jene für die Kanäle des rechten Isarufers bei Bogenhausen vorgesehen.

Abb. 3. Querschnitte des älteren Sielsystems.



Neben-Siel. Haupt-Siel. Stamm-Siel.

Für später war die Möglichkeit der Zusammenführung der Abwässer auf dem linken Isarufer und deren Ableitung auf Rieselfelder nordwestlich von Freimann gegeben. Gegen die Einführung der Fäkalienabschwemmung sowohl in die Kanäle als in die Isar wurden zahlreiche Einwendungen laut, und es entstand ein langer Streit der Meinungen hierüber. Der Bayerische Landwirtschaftsverein erhob im Jahre 1877 Einspruch, die Städte Freising und Landshut setzten sich zur Wehr, der Münchener Architekten- und Ingenieurverein äußerte Bedenken. Die Regierung versagte zunächst die Genehmigung zur Fäkalieneinleitung in den Fluß. Im Jahre 1881 wurden nach einem erweiterten Entwurfe des Städtebauamtes im südöstlichen Stadtteil, Giesing, rechts der Isar die ersten Straßenkanäle des jetzigen Netzes erbaut. Nach diesem Entwurf sollten alle Abwässer auf dem linken Isarufer zusammengeführt und der Hauptauslaß sollte nördlich vom Aumeister bei Freimann angelegt werden. Im Zuge des Hauptauslaßkanals, der entlang der Ringbahnstrecke zum Aumeister geplant war, war ein Platz auf städtischem Gelände für eine etwaige Abwasserklärung vorgesehen. In den Kanal wurde ein Absturz von 4 m Höhe an dieser Stelle eingefügt.

Nach sorgfältiger Prüfung der Sachlage erteilte am 28. Dezember 1892 die Staatsregierung unter verschiedenen Bedingungen und Vorbehalten die Genehmigung zur Einleitung der Fäkalien in die Isar. In den Hauptsammelkanal sollte bei Freimann ein Fangbecken zur Aufnahme aller schwimmenden, zu verbrennenden Stoffe und ein Siebwerk zur Zerreibung der noch vorhandenen festen Stoffe eingebaut werden. Weitere Auflagen wurden für den Fall von Schäden infolge der Fäkalieneinleitung vorbehalten. Die einstweilige Ableitung der Abwässer durch die bestehenden Auslässe wurde bis 1897 zugestanden. Nunmehr wurde der Bau des Kanalnetzes mit aller Kraft aufgenommen und in rastloser Arbeit bis heute — nur der Krieg brachte eine Unterbrechung — fortgesetzt. Der Zwang zum Anschluß der Häuser unter Abschwemmung der Fäkalien wurde im Jahre 1893 eingeführt. Die Fischereirechte an der Isar wurden bis unterhalb Landshut größtenteils von der Stadtgemeinde angekauft, zum Teil wurden Servitute an ihnen erworben, die die Stadt vor späteren Schadenersatzansprüchen bei etwaigen Beeinträchtigungen der Fischerei durch die Schwemmkanalisation schützen. Abb. 4 zeigt die Entwicklung der Kanalisationsentwürfe und den derzeitigen Umfang des kanalisierten Gebietes; sie gibt zugleich ein Bild der raschen Ausdehnung der Stadt in den letzten 50 Jahren.

Über die Methoden der Abwasserbehandlung waren im

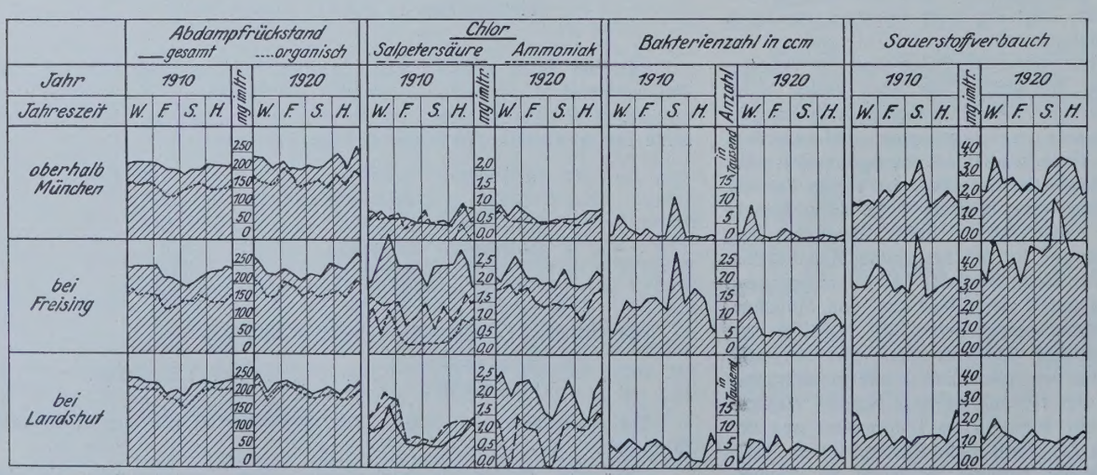


Abb. 4. Chemische Untersuchungen des Isarwassers in den Jahren 1910 und 1920.

Jahre 1892 noch keine sicheren Erfahrungen vorhanden; die Abwassertechnik begann sich erst zu entwickeln. Die Abwassermengen, die durch das noch wenig ausgedehnte Kanalnetz zum Vorfluter gingen, waren anfänglich noch gering; es blieb daher vorläufig bei der Ausmündung beschaffenheit in größerer Entfernung von der Stadt, etwa bei Landshut, hat sich selbst in Jahrzehnten nur unwesentlich verändert. Das reißende, sich zwischen Kiesbänken windende Bergwasser hat bis dorthin mit den Verunreinigungen immer weitgehend aufzuräumen vermocht. Durch fort-

Abb. 5.

der Abwässer durch die bestehenden Auslässe. Die Isar hat die von Pettenkofer vorausgesagte Selbstreinigungskraft in hohem Maße bewiesen. Die dem Fluß zugeführte Abwassermenge wuchs von Jahr zu Jahr entsprechend der Ausdehnung des Kanalnetzes, die sichtbare Verunreinigung in der zum Glück fast unbesiedelten Flußstrecke unmittelbar unterhalb Münchens nahm selbstverständlich zu, aber das Bild der Isar- laufende amtliche Untersuchungen der Isar und ihrer Nebenflüsse oberhalb Münchens, bei Freising und bei Landshut seitens des hygienischen Instituts der Universität und des Stadtchemikers von Landshut wurde die Wirkung der Schwemmkanalisation auf die Gewässer genau beobachtet. Abb. 4 bringt die Ergebnisse der Isaruntersuchungen der Jahre 1910 und 1920. Die Stadt verfolgte eingehend die Fortschritte der Abwasser-

reinigungstechnik, um gegebenenfalls gerüstet zu sein. Im Jahre 1905 besuchte eine Studienkommission die Abwasseranlagen zahlreicher in- und ausländischer Städte. Der Entwurf des Kanalnetzes wurde erweitert, der Hauptauslaß wurde beim städtischen Gute Großlappen vorgesehen, wo auch 1904 das Gelände für die Kläranlage samt Bahnanschluß erworben wurde (Abb. 5).

Die Staatsregierung erließ im Jahre 1907 Auftrag an die Stadtgemeinde, binnen Jahresfrist einen Entwurf für eine Abwasserreinigungsanlage zu erstellen. Hieran schlossen sich umfangreiche, städtischerseits durch den Referenten Herrn Rechtsrat Dr. Steinhauser geleitete Verhandlungen zwischen der Stadtgemeinde und der Regierung. Man erwog die Errichtung einer Versuchskläranlage, die im Jahre 1909 bei Freimann im Gleisdreieck der Ringbahn geplant wurde. Es folgte eine weitere Studienreise im Jahre 1911, worauf man die Errichtung einer vorläufigen Feinrechenreinigung vorschlug, was aber von der Regierung nicht gutgeheißen wurde. Das Provisorium vom Jahre 1892 wurde der Stadtgemeinde von der Staatsregierung wiederholt verlängert. In den Jahren 1912 und 1913 schrieb die Regierung die Errichtung einer Kläranlage mit mindestens 60 % Entfernung der ausscheidbaren Stoffe vor; bei geringerer Klärwirkung sollte eine biologische Reinigung nachgeschaltet werden; das Provisorium müsse bis längstens Ende 1917 beseitigt sein. Im Hinblick auf die bis zu dieser Zeit erzielten großen Fortschritte der Abwassertechnik, die verwertet werden konnten, und mit Rücksicht darauf, daß die Einleitung der ungeklärten Abwasser in die Isar keine gesundheitlichen Schädigungen und keine beachtlichen Unzuträglichkeiten, abgesehen von denen für die Fischerei, gebracht hatte, war es richtig, daß der Bau einer Abwasserreinigungsanlage nicht früher durchgeführt wurde. Im Jahre 1913 beschlossen die städtischen Kollegien, innerhalb von längstens 3 Jahren den Sammelkanal nach Großlappen links der Isar auszubauen und innerhalb der gleichen Zeit dortselbst eine Reinigungsanlage zu errichten und in Betrieb zu nehmen. Ein Vorentwurf des Stadtbauamtes wurde vorgelegt, der für verschiedene Klärbeckensysteme und für stufenweisen Ausbau, von Rechenreinigung zum Absitzverfahren fortschreitend, ausgearbeitet war. Die Durchführung dieses Entwurfes wurde durch den Ausbruch des Krieges verhindert; sowohl Geld als Material und Arbeitskräfte hatten gefehlt.

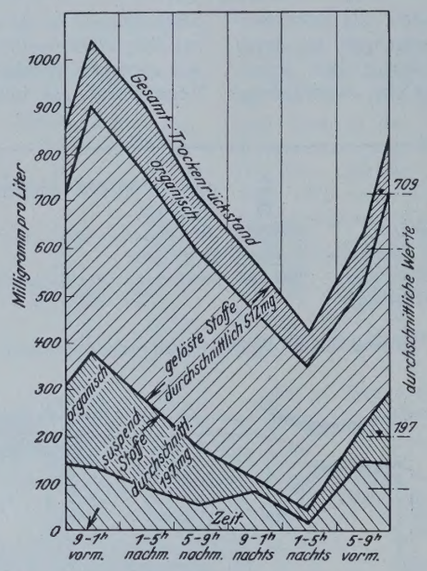


Abb. 6. Chemische Untersuchung des Abwassers im Kanal der Ungerer-Straße, ausgeführt von Prof. Dr. Graf. Probeentnahme am 18. und 19. Mai 1920.

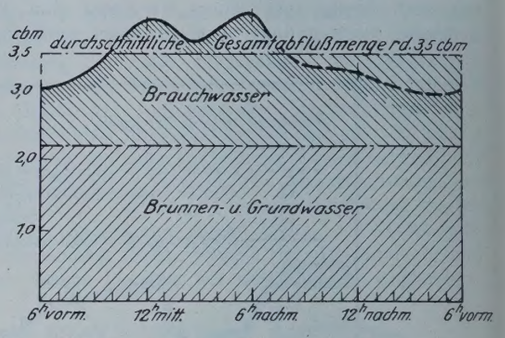


Abb. 7. Trockenwetter-Tagesabflußwelle, bestimmt für den Einlauf der Kläranlage. Nach Messungen aus dem Jahre 1919.

Runde Abwassermengen.		
I. Links der Isar:	Aumeister	0,7 m³/Sek.
	Nördl. Friedhof	1,2 „
	Hirschau:	
	a) Königinstraße	0,7 „
	b) Hirschauerstraße	0,6 „
II. Rechts der Isar:	Leonhard-Eck-Straße	0,1 „
	Siebertstraße	0,2 „
	zusammen	3,5 m³/Sek.

Im Jahre 1919 entstand eine neue Sachlage für die Münchener Entwässerung. Unter Dr. Rümelins technischer Leitung war der Gedanke aufgegriffen worden, den Mittellauf der Isar zwischen München und Moosburg in vier Kraftwerken auszunutzen. Der Fluß sollte in einem Werkkanal in das Sempttal übergeleitet und erst nach rd. 50 km Lauf wieder in sein altes Bett zurückgeführt werden. Bevor auf dieses neue Ereignis und dessen Auswirkungen für die Abwasserbeseitigung näher eingegangen wird, ist noch über das bestehende Münchener Straßenkanalnetz einiges zu berichten.

III. Das Kanalnetz.

Die Kanalisation ist nach dem Mischsystem als Schwemmkanalisation ausgeführt. Das Kanalnetz liegt so tief, daß fast ausnahmslos alle Keller entwässert werden können. Es gliedert sich, den Geländestufen folgend, beiderseits des Vorfluters in Hoch- und Tiefgebiete, die sich von Süden nach Norden aneinanderschließen. Die letzten Erweiterungen des Entwurfs umgreifen die inneren Gebiete ringförmig (Abb. 4).

Von dem Stadtgebiet mit rd. 12 600 ha sind zurzeit rd. 5200 ha entwässert, davon auf dem linken Isarufer allein rd. 4000 ha. In den äußeren Stadtteilen sind noch weite unbebaute Flächen vorhanden.

Von 22 500 Anwesen entwässern 15 800 in das Kanalnetz. Bei der Entwurfaufstellung für die Kläranlage (1919 und 1920) waren rd. 480 000 Einwohner an das Kanalnetz angeschlossen. Diese Zahl hat sich seither auf über 500 000 von insgesamt 685 000 Einwohnern erhöht. Die Abwassermenge bei Trockenwetter ist außergewöhnlich hoch: Sie betrug 1920 bereits 3,5 m³/Sek., also für 1 angeschlossenen Einwohner und Tag etwa 650 l. Zu dem Wasserverbrauch von etwa 250 l für 1 Kopf und Tag kommen noch erhebliche, in die Kanäle eingeleitete und eindringende Grundwassermengen, Kanalspülwasser aus der Isar und aus den Stadtbächen, endlich das aus Tiefbrunnen geförderte Wasser der Brauereien, wodurch die Abwassermenge sich auf den genannten bedeutenden Betrag erhöht. Seit 1920 hat auch die Abwassermenge einige Zunahme erfahren; genaue Dauermessungen sind aber erst in letzter Zeit mit der Inbetriebnahme der Kläranlage wieder aufgenommen worden, nachdem die während des Baues der Ableitungskanäle zur Kläranlage notwendig gewesenen ständigen Änderungen der Wasserverteilung im Netze aufgehört haben.

Das Abwasser hat vorwiegend häuslichen Charakter. Im Verhältnis zur Stadtgröße sind die Industrien nicht von solchem Umfang, daß ihre Abwässer das Gesamtabwasser entscheidend beeinflussen. Nur die Einwirkung der Großbrauereien, besonders auf die Abwassermenge, ist streckenweise erkennbar. Das Ergebnis einer chemischen Untersuchung des Abwassers ist in Abb. 6 gezeigt. Das Abwasser ist gegenüber normalen städtischen Abwässern schon bei Trockenwetter mehrfach verdünnt. Die Abflußwelle wird gegenüber den Schwankungen des Reinwasserverbrauchs durch das Grundwasser, das Spül- und Brauereiwasser erheblich verflacht. Abb. 7 zeigt den Tagesabfluß bei Trockenwetter, wie er im Jahre 1919 für die Einmündung in die Kläranlage aus den Wassermengen in den einzelnen Auslässen sowie aus den voraussichtlichen Fließzeiten bis zur Kläranlage ermittelt wurde. Da das Kanalnetz von seinem südlichen Ende bis zur Kläranlage rd. 60 m Höhenunterschied aufweist, findet ein rascher Ablauf des Wassers statt. Die Fließzeit von der Mitte der Stadt bis zur Kläranlage beträgt bei rd. 9 km Flußlänge etwa $2^1/_2$ Stunden, von den südlichsten Enden des Netzes bei rd. 15 km Flußlänge etwa $4^1/_2$ Stunden. Das Abwasser kommt noch vollständig frisch an der Kläranlage an, was für deren einwandfreien Betrieb von großer Bedeutung ist.

Als Entwurfsunterlagen für die Regenableitung werden seit Jahrzehnten die Niederschläge mittels drei bis vier selbsttätiger Regenschreibapparate beobachtet. Diese Apparate messen nicht nur die gefallenen Regenmengen, sondern verzeichnen auch die sekundlichen Stärken eines jeden Regenfalles und lassen dadurch die kurz dauernden Gewitterregen erkennen, die das Kanalnetz am stärksten belasten. Der Abfluß im bestehenden Kanalnetz wird dauernd verfolgt. Die Grundwasser- und Untergrundverhältnisse werden durch Brunnenmessungen und Bohrungen ermittelt sowie anläßlich der Bauten selbst genau festgestellt. Die Höhenbestimmung erleichtert ein in den Jahren 1891 bis 1894 durch Herrn Observator Dr. Oertel ausgeführtes Präzisionsnivellement, durch das rd. 2000 Fixpunkte bestimmt wurden.

Für die Netzberechnungen dient ein Niederschlag von 125 l/Sek. auf 1 Hektar bei 15 Minuten Dauer als Berechnungsregen. Dieser Regen wird erfahrungsgemäß etwa zweimal jährlich überschritten. Unter Berücksichtigung der Wohndichte und der Versickerung ergaben sich folgende Rechnungsgrößen auf 1 Hektar:

	Einwohner	Brauchwasserabfluß 1/Sek. durchschnittlich	Versickerungs- und Verdunstungsbeiwert für Regenwasser
Stadtkern	430	1,00	0,80
geschlossen bebaute Gebiete	220	0,50	0,50
offen bebaute Gebiete . .	110	0,33	0,30.

Für das gesamte bestehende und geplante Kanalnetz ist in Verzögerungsplänen der Durchfluß des Berechnungsregens verfolgt und die Profilberechnung der Hauptstrecken durchgeführt. Die zugehörigen Linienführungen sind in Plänen im Maßstabe 1:5000 ausgearbeitet, die als Unterlage für die Konstruktion der Einzelstrecken, die erst vor deren Bau stattfindet, dienen. Bei größeren Baulinienänderungen müssen diese Pläne und die Verzögerungspläne richtiggestellt werden; der Entwurf 1:5000 ist

Baujahre	Neue Kanäle		Alte Kanäle		Gesamtlänge	
	Neugebaute Kanäle	Stand am Ende des Jahres bezw. Jahrfünftes	in das neue Kanalnetz passend	nicht in das Kanalnetz passend	der Kanäle, die in das neue Kanalnetz passen	der alten und neuen Kanäle
bis 1885	24 339	26 026	24 250	22 350	50 276	72 626
„ 1890	57 945	83 972	24 016	17 158	107 988	125 146
„ 1895	52 826	136 798	24 104	10 038	160 902	170 941
„ 1900	61 201	197 999	20 226	7 396	218 225	225 621
„ 1905	55 581	253 580	19 891	5 614	273 471	279 085
„ 1910	34 463	288 043	19 891	3 500	307 934	311 434
„ 1915	37 312	325 355	19 805	3 320	345 160	348 480
„ 1920	4 389	329 744	19 805	3 320	349 549	352 869
„ 1924	11 679	341 423	19 805	3 320	361 228	364 548
Hierzu noch die Ableitungskanäle zur Kläranlage Großlappen						
1923 bis 1924	7 613	349 036	19 805	3 320	368 841	372 161

Die im Jahre 1925 erbauten Straßen- und Ableitungskanäle sind noch nicht aufgenommen.

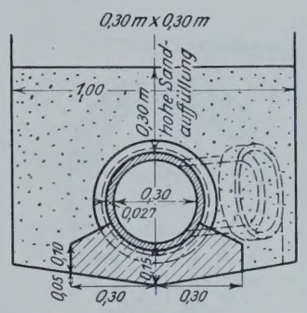
schon aus diesem Grunde nicht auf die einzelnen Nebenstrecken ausgedehnt. Diese sind vielmehr nur durch Striche angedeutet. Auch ist darauf gesehen, daß wegen der einfacheren Erbauung und Spülung mit selbsttätigen „Hunden“ gleichbleibende Profile auf längeren Strecken beibehalten sind und nicht bei jeder kleinen Änderung im Gefälle oder in der Wassermenge Profiländerungen eintreten. Da das Gelände in München im allgemeinen auf 1 km 3 m Gefälle nach Norden hat, hat auch das Kanalnetz gute Gefälle und Geschwindigkeiten. Gefälle unter 1:1000 sind schon eine Seltenheit. Unter 1:300 wurden nur selten Rohrkanäle angewendet, sondern man griff zu gemauerten Kanälen. Die Tiefe der Sohle von Rohrkanälen beträgt, von kurzen Anfangsstrecken abgesehen, durchschnittlich 4 m unter Erdoberfläche, von betonierten Kanälen 4,50 m. Die Tiefenlage steigert sich mit der Größe des Kanals. Bei Unterführungen und bei manchen älteren Kanälen finden sich noch geringere Tiefen. Die größten Tiefen betragen rd. 9 m.

Das Netz ist so angelegt, daß sich möglichst wenig Höchstpunkte ergeben, so daß die Zuführung von Fluß-, Grund- oder Leitungswasser zu Spülzwecken eingeschränkt ist. Von höher gelegenen Stellen aus können vielfach die Querverbindungen nach tiefer gelegenen Strecken mit Kanalwasser durchgespült werden. Überflutungen der Tiefgebiete durch die höher liegenden sind vermieden. Solange das Abwasser ohne Behandlung der Isar zufloß, konnte man die Fäkalienabschwemmung durch die Kanäle ohne weiteres durch Beigabe von viel Spülwasser unterstützen und erleichtern. Mit der Errichtung der Kläranlage ist es aber notwendig geworden, den Zusatz von Reinwasser, der die Kläranlage belastet und ihre Wirkung herabsetzt, so weit einzuschränken, als es die glatte, frische Abführung der Schmutzstoffe und die Reinigung der Kanäle erlauben; es muß tunlichst mit Kanalwasser allein gespült werden. Die Betriebsmannschaft wird zurzeit auf diese Arbeitsweise umgeschult.

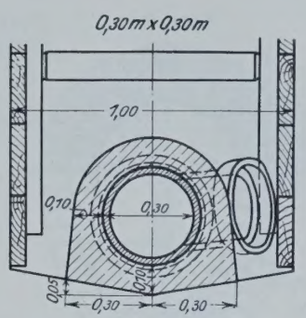
Die Entwicklung der Kanalnetzlängen in Metern veranschaulicht obenstehende Tabelle.

Der Bau und der Betrieb des Netzes sowie die Baupolizei für die Entwässerung der Anwesen unterstanden vom Jahre 1886 bis zum Jahre 1920 dem Oberbaurat Niedermayer, dem die Bauräte Weigand, Hirschmann und Kleinschroth zur Seite standen. Das Netz ist eingehend durchkonstruiert, mit ausgezeichneten Materialien gebaut und auf das sorgfältigste katastermäßig festgelegt. Unter der Erde verborgen und von vielen unbeachtet, erfüllt es einwandfrei seine große gesundheitliche Aufgabe.

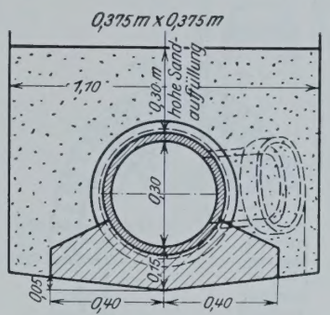
Rund 1,5 km Kanal sind gußeiserne Rohrleitungen für besondere Zwecke, wie für Dücker, Bachkreuzungen usw.; rd. 59 km sind Steinzeugrohrleitungen von 0,23 m bis 0,60 m (Dücker) lichter Weite, der Rest sind begehbare Kanäle. Als kleinstes begehbares Profil wurde anfänglich ein solches von 0,90 × 0,60 m auf rd. 53 km



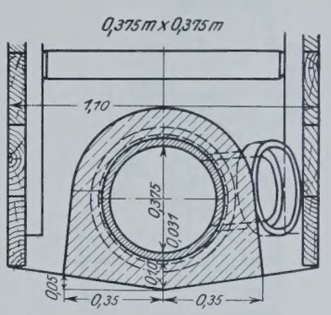
Steinzeugrohrleitungen mit Betonunterlage.



Steinzeugrohrleitungen mit 0,10 m starker Betonumhüllung.

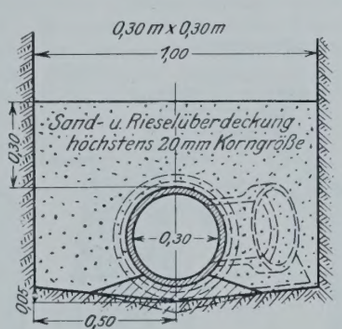


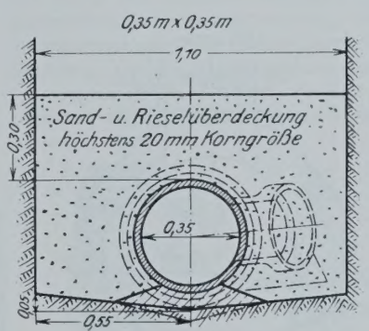
Muffendichtung:
1 T. Portlandzement
2 „ Quarzsand und Teerstricke

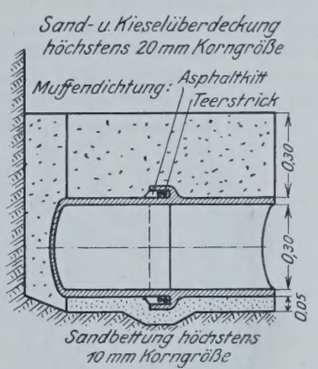


Beton:
1 T. Portlandzement
2 „ gewasch. Kalksand
4 „ „ Kies

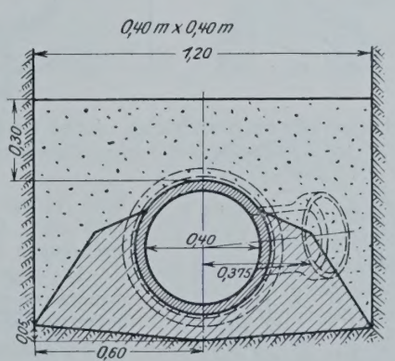
Ältere Ausführung.



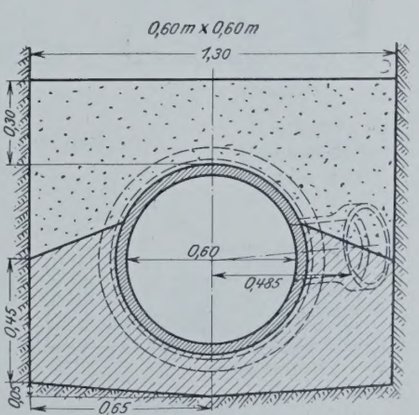




Steinzeugrohrleitungen mit Sandbettung und Sandüberdeckung.
Verbindungsstücke 0,20 m l. D. Sohlengefälle der Verbindungsstücke 1 : 10.
Neuere Ausführung.



Muffendichtung mit Teerstricken und
1 T. Portlandzement
2 „ Quarzsand



Mischverhältnis des Betons:
1 T. Portlandzement
4 „ gewasch. Kalksand
8 „ „ Kies

Steinzeugrohrleitungen mit Betonunterbau und Sandüberdeckung.
Verbindungsstücke 0,20 m l. D. Sohlengefälle der Verbindungsstücke 1 : 10.
Neuere Ausführung.

Abb. 8.

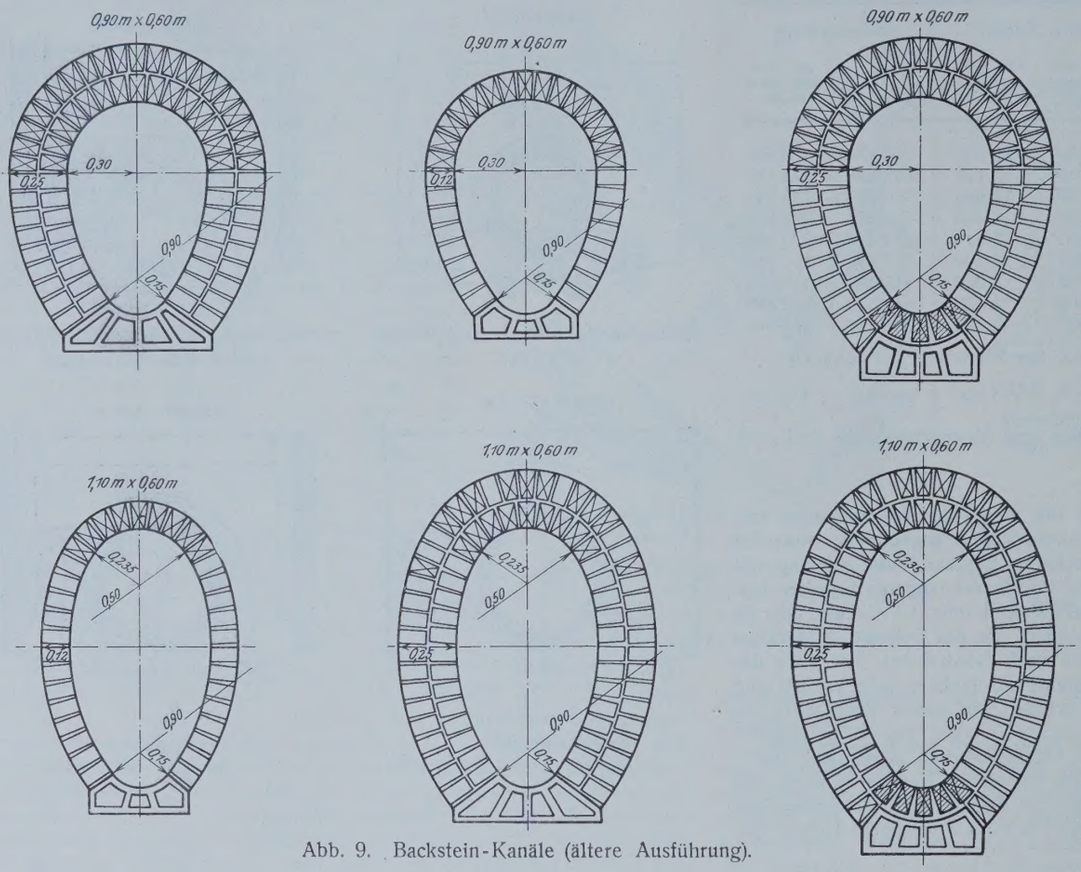


Abb. 9. Backstein-Kanäle (ältere Ausführung).

Länge, später ein solches von 1,10 × 0,60 m auf rd. 75 km verwendet; dann folgen größere Eiprofile, Haubenprofile mit Banketten und Maulprofile, letztere für die Regenauslässe. Der Hauptsammler mit Brauchwasserrinne, der von Westen her zum Regenüberfall beim neuen Nordfriedhof führt, hat beispielsweise auf 7,5 km Länge einen lichten Querschnitt von 3,35 × 4,20 m und leistet bei ganzer Füllung 20 m³/Sek.

Die Steinzeugrohrleitungen wurden vor dem Kriege ausschließlich auf Beton verlegt und mit einer 0,10 m starken Rieselbetonschicht umhüllt. Bei starkem Grundwasserandrang und bei schlechten Gefällen wurden Rohrkanäle vermieden. Die Steinzeugrohre wurden mit Teerstrick und Zementmörtel gedichtet; die Verwendung von reinem Zement verursachte das Abspringen von Muffen. Die Straßensinkkastenstränge und die Hausanschlußleitungen wurden früher nur mit Letten gedichtet. Dieses führte zum Eindringen von Grundwasser an vielen Stellen und zu Verstopfungen durch Einwachsen von Baumwurzeln. Neuerdings werden diese Nebenleitungen und die kleinen Rohrkanäle, die in gutem Boden jetzt nur mehr auf

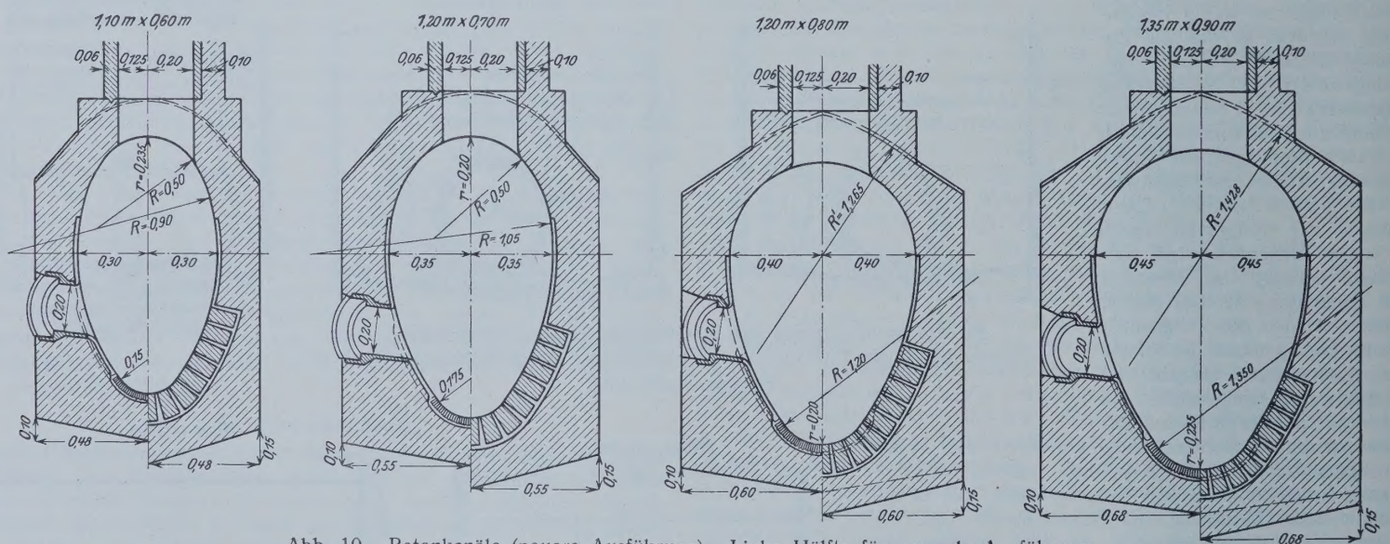
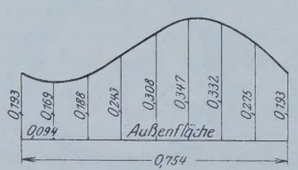
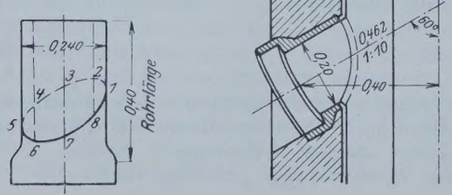


Abb. 10. Betonkanäle (neuere Ausführung). Linke Hälfte für normale Ausführung, rechte Hälfte für Ausführung bei Schnee-Einwürfen (auf 1,50 m Länge).



Zu Abb. 10. Abwicklung der Schablone für den wegzuhauenden Rohrteil.



Sand verlegt werden, mit Teerstrick und Asphalt-Muffenkitt gedichtet. Aber auch bei Zement- sowie bei Asphaltdichtung sind schon Einwachsungen von Baumwurzeln, wenn auch seltener, vorgekommen.

Die begehbaren Kanäle wurden früher ausschließlich aus Backsteinmauerwerk von ein, zwei, seltener drei Ringen und mit Klinkersohle bezw. mit Steinzeugsohlstücken ausgeführt. Im Grundwasser wurden die Kanäle zweiringig gemacht, um eine Mörtelschicht als Dichtung zwischen den beiden Mauerwerkringen zu haben. Die Kanäle mit halbkreisförmigem Scheitelgewölbe, insbesondere die einringigen, neigten zu Scheitelrissen namentlich, wenn das Sohlgewölbe nur mit Erde hinterfüllt und nicht durch Beton mit dem gewachsenen Land verbunden war. Zur Verbesserung der Standsicherheit und zur leichteren Begehung werden daher seit einer Reihe von Jahren die eiförmigen Kanäle mit überhöhtem Scheitel (z. B. 1,10 m statt 0,90 m hoch) hergestellt, das Sohlgewölbe wird als Widerlager verstärkt und seitlich an das gewachsene Land anbetoniert.

Die größeren Kanäle wurden späterhin nur mit einer Backstein- und Klinkerrollschicht im Innern versehen, im übrigen betoniert. Für die

Übergangsformen wurde vielfach Mainsandstein, an stärker beanspruchten Stellen Granit angewendet.

Seit dem Kriege hat man aus Ersparnisgründen versucht, die Kanäle einfacher zu gestalten: Man erstellt sie aus Beton, da guter Kies und Sand fast überall in der Baugrube vorkommen. Die Sohle schützt man bei größeren Kanälen wie bisher durch eine Klinkerrollschicht, bei kleineren Kanälen durch Knauffsche Steinzeugsohlschalen und Steinzeugplatten. Die Seitenwände werden mit Portlandzementquarzsandmörtel glatt verputzt. Das Deckgewölbe erhält innen einen feinen Vorsatzbeton, außen eine „Bockhaut", d. i. ein Zementmörtelüberzug. Die Profilübergänge und -verschneidungen bestehen aus verputztem Beton. Liegen die Kanäle im Grundwasser, so wird statt der Bockhaut ein wasserdichter Putz aufgebracht. An der Trennungsfuge zwischen Seitenwand und Deckgewölbe wird eine fette, kräftige Zementmörtelschicht (1 : 2) eingelegt. Außen- und Innenputz übergreifen diese Mörtelschicht, so daß das Eindringen von Grundwasser in das Innere des Kanals verhindert ist. Diese Ausführungsweise hat sich, soweit man bis jetzt überblicken kann, gut bewährt. Das Münchener Abwasser und das Grundwasser greifen die Kanäle nicht an, so daß keine Schäden zu befürchten sind. In Abb. 8 bis 10 sind verschiedene ältere und neuere Kanalquerschnitte dargestellt. Sehr tief liegende Kanäle, Kanalstrecken in engeren Altstadtstraßen und Strecken unter Eisenbahnanlagen wurden vielfach im Tunnelbetrieb durchgeführt. Es werden hierbei eiserne Tunnelringe in 0,80 bis 1,00 m Abstand verwendet, die auf Eichenholzschwellen sitzen. Von den Ringen aus werden Pfändbretter bergmännisch vorgetrieben und aufgekeilt. Die Rüstung verbleibt im Boden.

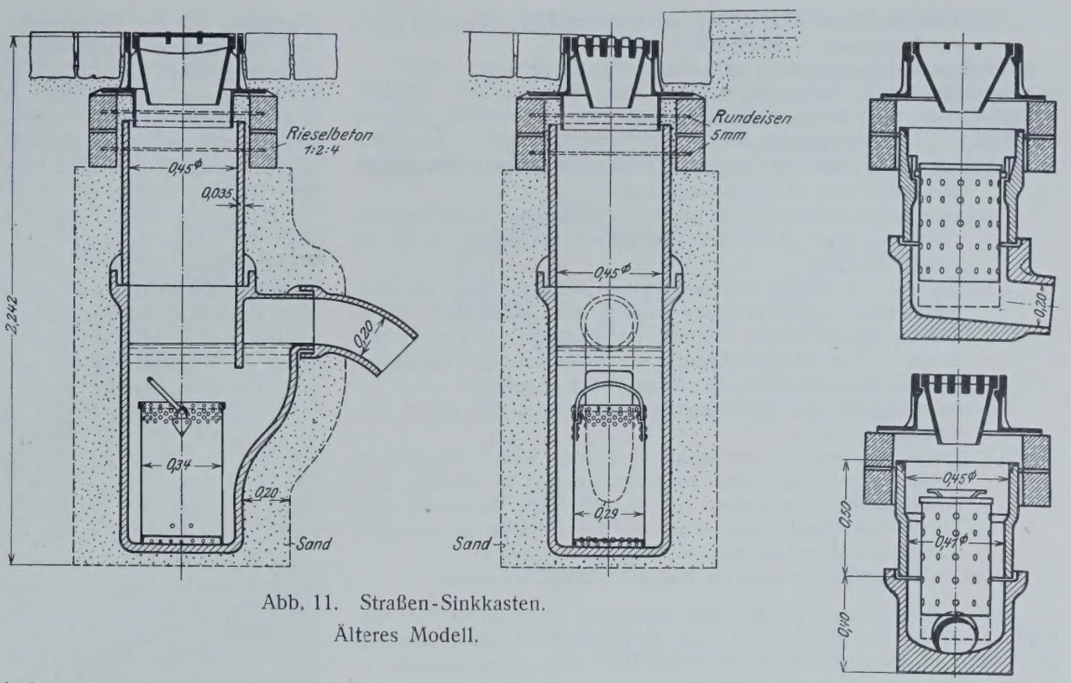


Abb. 11. Straßen-Sinkkasten.
Älteres Modell. Neueres Modell.

Die Straßeneinläufe wurden bis vor einem Jahr mit einem Wasserverschluß unter Frosttiefe und einem im Wasser stehenden Schlammeimer ausgeführt. Die neuen Einläufe erhalten keinen Wasserverschluß mehr und sind mit Hängeschlammeimern versehen (Abb. 11). Die stehenden Schlammeimer sollen allmählich gegen Hängeschlammeimer ausgewechselt, der Sumpf soll mit Kies aufgefüllt und mit Beton verschlossen, und der Wasserverschluß beseitigt werden. Man bezweckt mit der neuen Sinkkastenausführung eine Vermehrung der Entlüftungsstellen und eine Verringerung der Sinkkastenentleerungsarbeiten. Für letztere sind zurzeit 6 zweispännige Sonderfahrzeuge (Eisenbehälter mit 3,8 m³ Inhalt und Aufzugskran) mit je 2 Mann Bedienung ungefähr 8 Monate jährlich tätig.

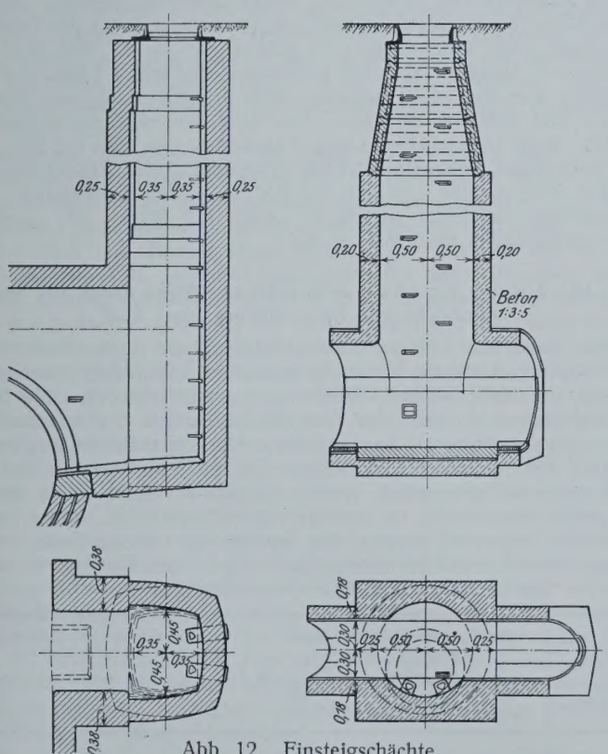
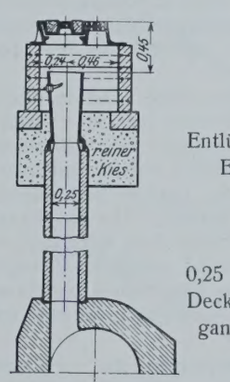
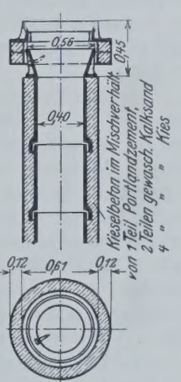


Abb. 12. Einsteigschächte aus Backstein. aus Beton.

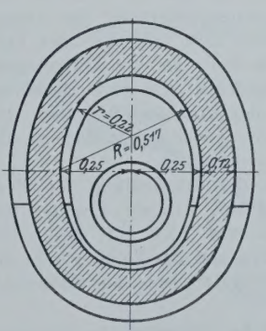


Entlüftungs- u. Schnee-Einwurfschächte.

0,25 m l. D. mit komb. Deckkasten und Übergangsrohr mit Haken.



Schnee-Einwurfschacht 0,40 m l. D.



Schnitt *A—B*.

Zu Abb. 12.

Seit 1895 wird das Kanalnetz auch zur Schneebeseitigung verwendet. Durch den Schneeeinwurf gelangt viel Sand in die Kanäle, der die Sohle bei starkem Gefälle besonders an der Innenseite der Kurven und bei Abstürzen angreift. Der Schneeeinwurf hat in den letzten Jahren die Straßenreinigung in zunehmendem Maße entlastet.

Über die Ausrüstung des Kanalnetzes seien folgende für 31. März 1925 gültige Zahlen angegeben:

2559 Einsteigschächte (in Straßen mit Straßenbahn oder starkem Verkehr liegen die Einsteigstellen in der Gehbahn. Die Einsteigschächte wurden früher gemauert, jetzt werden sie aus Beton rund hergestellt — s. Abb. 12),

7185 Entlüftungsschächte (l. W. 0,25 m, weitere Entlüftung geschieht durch die Dachrinnen — Abb. 12),
680 Schneeeinwurfschächte (l. W. 0,40 m — Abb. 12),
13200 Straßeneinläufe (Rohrweite 0,20 m),
983 Schienen- und Weichenentwässerungen,
2210 Stau- und Spülvorrichtungen,
5000 Verbindungen und Abzweigungen, kleinere Dücker, Kanalüberkreuzungs- und andere Sonderbauten,
2 Isarkreuzungen (eine dritte ist geplant, eine weitere wurde von der „Mittleren Isar" A.-G. bei Großlappen ausgeführt — s. im zweiten Teil),
2 Spülgalerien, bestehend aus erweiterten Kanalstrecken zur Aufspeicherung von Spülwasser (Galerie am Südbahnhof: 750 m Länge, 1800 m³ Inhalt. Füllung mit Isarwasser täglich dreimal möglich. Eine kleinere Galerie am Nymphenburger Alleekanal mit 225 m³ Inhalt, Füllung nur in 57 Std. möglich),
8 Fremdeneingänge für Besichtigungen des Netzes und seiner Einrichtungen,
29 Regenüberfallwehre, die der Abfuhr verdünnten Wassers bei starkem Regen dienen und mittels Auslaßkanäle teils in die Isar, teils in die Stadtbäche münden. Sie sind imstande, zusammen rund 140 m³/Sek. verdünntes Abwasser bei Regenfällen aus dem Kanalnetz unmittelbar zum Vorfluter zu entlassen.
10 weitere Überfallwehre sind im Kanalnetz selbst vorhanden.

Vor Inbetriebnahme der Kläranlage wurde das Abwasser an fünf Auslaßstellen in die Isar geleitet, und zwar die Hauptmasse vom linken Ufer durch drei, ein kleinerer Teil vom rechten Ufer durch zwei Auslässe.

Die Erbauung der Kanäle wird in Losen von durchschnittlich 1 km Länge in öffentlicher Ausschreibung an Unternehmer vergeben und von der Abteilung für Kanalisation des städtischen Tiefbauamtes sorgfältig überwacht.

Die Achsen der Kanäle werden nicht nur durch Einschnittmessungen auf Häuser, Zäune usw. von der städtischen Bauleitung festgelegt, sondern sie werden auch noch auf die Vielecklinien der Landesvermessung, die sich in jeder Straße befinden, bezogen. Die Achsen können also unter allen Umständen wiederhergestellt und in Katasterblätter eingerechnet werden. Die Höhenlage der Kanalsohle wird beim Bau nahezu täglich genau geprüft. Besonders sorgfältig werden auch durch Einmessen von 2 Punkten der Kanalmittellinie aus die Einlaßstücke in die Kanäle bestimmt. Das Kanalnetz ist außer in den Originalaufschreibungen, die vielfach auf den Baustellen verwendet werden, noch zur Sicherheit in Katasterzeichnungen im Maßstabe 1 : 250 mit allen Maßen niedergelegt. Für Betriebszwecke und für die Anwesensentwässerung bestehen noch Kataster im Maßstabe 1 : 1000.

Für den Unterhalt und die Reinigung des Netzes sind in vier Spülbezirken rd. 80 Arbeiter, und zwar 9 Spülpartien mit je 4 Mann, die nötigen Kanalschlosser und Maurer sowie mehrere Werkstättenarbeiter tätig; 1 Werkstätte mit Lager, 2 Lagerplätze und 7 Betriebsstationen sind vorhanden. In letzteren ist durch Wasch-, Bade-, Trocken- und Aufenthaltsräume für die Wohlfahrt der Kanalarbeiter gesorgt. Die im Kanalnetz beschäftigten Arbeiter bringen ungefähr die Hälfte ihrer Arbeitszeit unterirdisch in den Kanälen zu. Eine Partie spült und reinigt rd. 40 km Kanal zweimal, z. T. dreimal jährlich. Zur raschen Hilfeleistung bei Kanalverstopfungen und sonstigen Schäden am Entwässerungsnetz ist eine ständig besetzte Kanalwache eingerichtet.

Die Entwässerung der Anwesen, auch derjenigen, die noch nicht an das Kanalnetz angeschlossen sind, wird in Bau und Betrieb durch die der Kanalisation zugeteilte Abteilung für Anwesenentwässerung der Lokalbaukommission überwacht. Es ist eine große Zahl umfangreicher Entwässerungen von Gebäudekomplexen vorhanden, so von Brauereien, Bahnhöfen, Friedhöfen usw. Etwa 300 Klär-, Kühl- und Neutralisationsanlagen dienen in verschiedenen Gebäuden der Vorbehandlung des zur Einleitung in das Kanalnetz nicht geeigneten, meist gewerblichen Abwassers.

Der Neubau der Kanäle ist gegenüber der Entwicklung der Stadt noch wesentlich im Rückstande. Während des Krieges konnten nur wenige Kanalbauten ausgeführt werden. Es muß noch eine Reihe von Jahren mit aller Anspannung gearbeitet werden, um das Kanalnetz in die Außenviertel und in die erst neuerdings bebauten Teile am Rande der inneren Stadt vorzutreiben.

Der wasserdurchlässige Kies und Sand der Schotterfelder erlauben auch in den noch nicht kanalisierten Teilen des Stadtgebietes die Bebauung. Dort werden die Fäkalien in Abortgruben gesammelt, die Regen- und Wirtschaftswässer Versitzgruben zugeleitet. Die Entleerung der Abortgruben wird durch Privatunternehmer besorgt. Auf Spülaborte will nirgends verzichtet werden, obgleich die Abortgrubenräumung bei Wasserspülung in dicht belegten Anwesen ziemliche Kosten verursacht. Im allgemeinen treten Mißstände durch Versagen von Versitzgruben nur dort ein, wo man unerlaubterweise die Abortgruben mit den baupolizeilich verbotenen Überläufen zu den Versitzgruben versehen hat. Die dadurch eine Zeitlang eingetretene Einsparung an Abortgrubenräumungskosten wird bald zunichte gemacht durch das Versagen der Versitzgruben, weil infolge der Zuführung der Abortabwässer der Untergrund verschlammt und verpilzt. In den letzten Jahren hat sich auch die Unterbrechung der Kanalisierungsarbeiten während der Kriegszeit in manchen Stadtgegenden dadurch bemerkbar gemacht, daß schon sehr lange Zeit bestehende Versitzgruben in ihrer Wirkung nachließen.

Da infolge Ausdehnung der vorbildlichen neuen Wasserversorgung über das ganze bebaute Gebiet der Stadt das Grundwasser aus den Schotterfeldern nahezu nirgends mehr benutzt wird, da ferner durch die Drainagen der Kanalbauten, durch Einführung in die Kanäle und zum Teil durch besondere Ableitungskanäle eine allgemeine Absenkung des Grundwassers in den tiefer liegenden Stadtteilen erzielt wurde und da endlich durch die Kanalisierung und sonstige Maßnahmen wie Straßenbefestigung und -reinigung, Anlage eines zentralen Schlachthofes, Müllabfuhr usw. der Grund und Boden in den Straßen, Anwesen und Höfen rein gehalten wird, haben sich die Gesundheitsverhältnisse ständig gebessert und München darf längst als eine durchaus gesunde Stadt bezeichnet werden. Die Sterblichkeit ist von 41,7 Todesfällen auf 1000 Einwohner im Jahre 1870 auf 14,4 im Jahre 1913 zurückgegangen. Ein wesentlicher Anteil dieses Erfolges ist der Kanalisierung zuzuschreiben.

Der Neubau der Straßenkanäle hat bisher rd. 45 Mill. R.-M. gekostet, die fast ausschließlich durch Anlehensaufnahme aufgebracht wurden. Die Gebühren für die Benutzung der Kanäle bestanden früher nur aus einem einmaligen Beitrag. Mit Einführung der Fäkalieneinleitung in die Kanäle kam ein jährlicher Beitrag hinzu. Die Gebühren blieben bis vor kurzem dementsprechend gegliedert in einmalige für die Einleitung der Regen- und Wirtschaftswässer und jährliche für die Einleitung der Fäkalien. Diese aus der geschichtlichen Entwicklung sich ergebende Gebührenteilung nach der Art der Abwässer findet sich in noch einigen süddeutschen Städten. Die einmaligen Gebühren betrugen zuletzt 20 R.-M. für das laufende Meter Hausfront, also 40 R.-M. für 1 m Kanal. Ihre Erhebung führte trotz verwickelter Vorschriften über besondere Berücksichtigung von Eckanwesen und von tiefen Grundstücken zu mancherlei Härten. Die einmaligen Gebühren wurden daher am 27. November 1923 aufgegeben. Die jährlichen Gebühren betrugen vor dem Kriege 0,6% der Haussteuerverhältniszahl, d. i. derjenigen Friedensmiete, mit der das Gebäude zur Haussteuer veranlagt ist. Zurzeit betragen sie 1,4% dieser Zahl. Für die Einleitung vermehrter Abwassermengen wie gewerblicher Abwässer werden Zuschläge von 10 bis 150% dieser Gebühren erhoben. Seit zwei Jahren deckt die Kanalisation ihre Ausgaben selbst durch die Gebühreneinnahmen. Der Voranschlag 1925 schloß mit rd. 2,7 Mill. R.-M. Einnahmen und Ausgaben ab. Die Einnahmen sind mit 2,3 Mill. R.-M. aus jährlichen Kanalbenutzungsgebühren und 0,4 Mill. R.-M. aus sonstigen Erlösen und Ersätzen angesetzt. Die Ausgaben sind veranschlagt mit 0,6 Mill. R.-M. für Gehälter, Löhne, Fahrkosten usw., mit 0,3 Mill. R.-M. für Verwaltungs-, Unterhalts- und Betriebsmaterialkosten, mit 0,9 Mill. R.-M. für den Neubaufonds und mit 0,9 Mill. R.-M. für Zinsendienst, Rückzahlungsraten kurzfristig geliehener Gelder (0,2 Mill. R.-M.) sowie Erneuerungsrücklagen (0,26 Mill. R.-M.).

IV. Die Lösung der Abwasserbeseitigungsfrage durch die Stadtgemeinde und die „Mittlere Isar" A.-G.

Die staatlichen Großkraftwerke „Mittlere Isar" A.-G. haben in den letzten Jahren ein Stauwehr mit Werkkanaleinlaufbauwerk in der Isar im Nordteil von München bei Oberföhring errichtet (Abb. 18). Der Niederwasserspiegel wird durch den Wehrstau um nahezu 6 m gehoben. Die Stauwirkung reicht bei Niederwasser bis zur Max-Josef-Brücke (Bogenhauser Brücke). Das Isarwasser wird zunächst bis zu 125 m³/Sek. in den Werkkanal abgeleitet. Bei einem zweiten Ausbau des Kraftwerkes, mit dem ein großer Speichersee im Erdinger Moos geplant ist, sollen bis zu 150 m³/Sek. abgeleitet werden. Die Isar hat beim oberen Ende des Staubereichs und bei der Wehrstelle nach Angabe der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde folgende Wasserführungen:

Wasserführung der Isar an Tagen	Oberhalb der Eisbachmündung (Bogenhauser Brücke)			Unterhalb der Eisbachmündung, an der Wehrstelle der „Mittleren Isar" A.-G.		
	1911/20 m³/Sek.	Naßjahr 1912 m³/Sek.	Trockenjahr 1921 m³/Sek.	1911/20 m³/Sek.	Naßjahr 1912 m³/Sek.	Trockenjahr 1921 m³/Sek.
365	10	17	11	31	39	31
330	17	28	13	39	50	33
270	31	48	17	53	70	38
180	62	87	32	84	110	53
120	89	118	49	110	140	70
90	107	142	70	130	165	90
30	180	240	115	200	265	136
15	230	320	140	255	345	165
5	300	500	225	325	525	250

Hieraus ist ersichtlich, daß künftig während eines großen Teiles des Jahres die Isar unterhalb des Wehres wasserleer sein wird. Dort befinden sich aber zwei der bisherigen fünf Auslässe der Kanalisation auf dem linken Isarufer: der Auslaß beim neuen Nordfriedhof und jener beim Aumeister, der alte „Hauptauslaß". Von den drei übrigen Auslässen südlich des Wehres kommen zwei in den Stauraum zu liegen, und zwar die Auslässe bei der Tivolimühle am linken und bei der Leonhard-Eck-Straße am rechten Ufer; der dritte an der Siebertstraße auf dem rechten Isarufer mündet ungefähr 500 m oberhalb des Staubereichs aus. Es würde also, wenn die bisherige Einleitung der Abwässer in die Isar beibehalten würde, ein Teil der Abwässer in den leeren Flußschlauch, ein anderer in den Wehrstauraum gehen. Es war daher die Notwendigkeit gegeben, die Münchener Abwässer auf eine andere Weise als bisher zu beseitigen. Die „Mittlere Isar" A.-G. hat im Jahre 1919 durch eine eigene Abwasserabteilung einen erweiterten Entwurf für die künftige Gestaltung der Münchener Abwasserbeseitigung ausarbeiten lassen, welcher vorsieht: Zusammenführung der Abwässer bei Großlappen, dortselbst Errichtung einer Anlage für mechanische Klärung entsprechend den bisherigen Entwürfen der Stadtgemeinde. Die Stadtgemeinde hatte aber gemäß den Auflagen der Staatsregierung nur eine Klärwirkung von 60 % Ausscheidung der absitzbaren Stoffe vorgesehen, während die „Mittlere Isar" A.-G. mit Rücksicht auf die von ihr geplante weitere Verwertung der Abwässer in Fischteichen eine Klärwirkung von 69 % zu erreichen beabsichtigt. Das mechanisch geklärte Abwasser hätte die Stadtgemeinde durch einen neuen Hauptauslaß bei Großlappen der Isar zuführen können; nunmehr kann dort nur noch ein Notauslaß für Überwasser bei Regenfällen angeordnet werden, während das nur mechanisch geklärte Abwasser nach übereinstimmender Meinung der Sachverständigen dem leeren Isarbett nicht mehr zugeführt werden darf. Das Abwasser soll daher nach seiner mechanischen Klärung in einer Dückerleitung unter der Isar hindurch auf das rechte Ufer gebracht und dort nach Durchfluß eines die täglichen Schwankungen der Abwassermenge ausgleichenden Sammelbeckens durch ein Pumpwerk zu dem Werkkanal der „Mittleren Isar" A.-G. gehoben werden. Diese Anlagen werden in einem späteren Abschnitt dieser Arbeit genauer erörtert.

Zwischen der Stadtgemeinde und der „Mittleren Isar" A.-G. kam nach langen und nicht einfachen Verhandlungen am 4. Dezember 1922 ein Vertrag zustande, demzufolge beide Vertragsteile Bau und Betrieb der Abwasserbeseitigungsanlagen gemeinsam durchführen. Die gemeinsam auszuführenden Anlagen umfassen die Ableitungskanäle nach Großlappen, die Kläranlage dortselbst, bestehend aus Grobrechen, Sandfang, Absitzbecken, sowie die Schlammförderungs- und Schlammbeseitigungsanlagen samt Zufahrtbahn und -straße, endlich den Regenauslaßgraben bei Großlappen.

Die „Mittlere Isar" A.-G. beteiligt sich an den Baukosten der Ableitungskanäle nach Großlappen und an den Bau- und Betriebskosten einer Kläranlage für Ausscheidung von 60 % der absitzbaren Stoffe aus dem bereits durch Grobrechen und Sandfang vorgereinigten Abwasser mit 60 % dieser Kosten.

Innerhalb 35 Jahren sinkt der Anteil der „Mittleren Isar" A.-G. an den Kosten für die während dieser Zeit zu erstellenden Bauten und an den Betriebskosten der Kläranlage-Einnahmen und -Ausgaben nach einem vereinbarten Schlüssel in fünfjährigen Abständen bis Null herab.

Die Bau- und Betriebskosten für eine im Interesse der von der „Mittleren Isar" A.-G. geplanten Fischteichanlage durchzuführende, weitergehende Klärung der Abwässer bis 69 % Ausscheidung der absitzbaren Stoffe sowie für die Ableitung der Abwässer von der Kläranlage weg auf das rechte Isarufer, und für Hinaufpumpen zu den von dem Kraftwerkunternehmen geplanten Fischteichen trägt die „Mittlere Isar" A.-G. allein bis zu einer Abwassermenge von 7,2 m³/Sek. Das Abwasser wird von der Stadtgemeinde der „Mittleren Isar" A.-G. dauernd unentgeltlich ab Kläranlage bis zu den genannten Mengen zur Verfügung gestellt.

Die Stadtgemeinde stellt die städtischen Gründe für die baulichen Anlagen kostenlos zur Verfügung. Diese Anlagen gehen nach Fertigstellung in den Besitz der Stadtgemeinde über. Die Vergebung der Bauarbeiten geschieht nach gemeinsam genehmigten Plänen an gemeinsam ausgewählte Unternehmer. Die Stadtgemeinde hat die Bauführung der Ableitungskanäle, die „Mittlere Isar" A.-G. die der Kläranlage.

Die Einnahmen aus dem geklärten Abwasser, also aus Berieselung, Beregnung, Kraft und aus den Fischteichen stehen der „Mittleren Isar" A.-G. allein zu, da diese auch die zugehörigen Anlagen auf ihre Kosten baut und betreibt. Die Einnahmen aus dem Klärbetrieb und insbesondere aus der Beseitigung und Verwertung des Klärschlammes werden anteilgemäß in die Betriebsrechnung einbezogen.

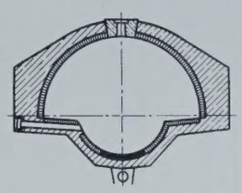
Der Betrieb der Kläranlage ist unter Vorbehalt der Kündigung auf 20 Jahre der „Mittleren Isar" A.-G. überlassen, da er mit dem Fischteichbetrieb zusammenhängt. Die Stadtgemeinde hat jedoch weitgehende Mitbestimmungs- und Kontrollrechte.

Der erste Ausbau der Anlagen geschieht für 3,6 m³/Sek. Trockenwetterabfluß.

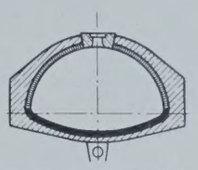
Die nachfolgenden Abschnitte beschreiben die großen Bauarbeiten, die sich bei Durchführung dieses Vertrages ergaben.

V. Die Kanalbauten für die Ableitung der Abwässer zur Kläranlage.

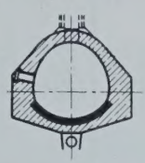
Noch während die Verhandlungen über die Abwasserbeseitigung zwischen Stadtgemeinde und „Mittlere Isar" A.-G. schwebten, wurden einzelne Bauten für die Abwasseranlagen auf Grund von Zwischenverträgen in Angriff genommen, um mit den Fortschritten des Ausbaues der Wasserkraftanlagen der „Mittleren Isar" A.-G. Schritt halten zu können.



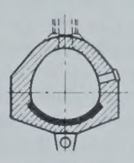
Profil 3,35 × 4,20
bestehender Hauptsammelkanal
zum Nordfriedhof.



Profil 2,3775 × 3,75
bestehender Regenauslaß
beim Nordfriedhof.

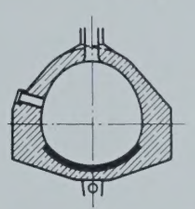


Profil 2,20 × 2,15

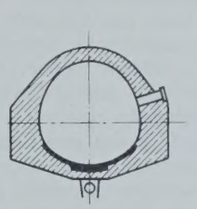


Profil 2,05 × 2,00

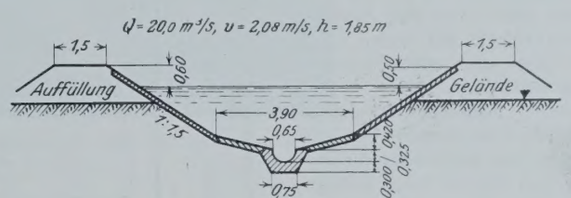
Hauptsammelkanal Los III.



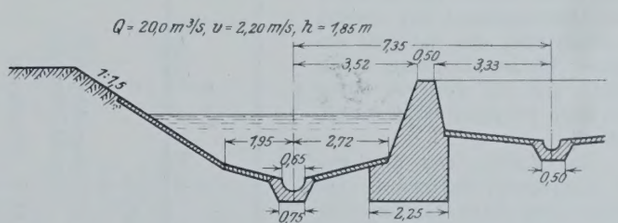
Profil 3,00 × 2,90
Los II



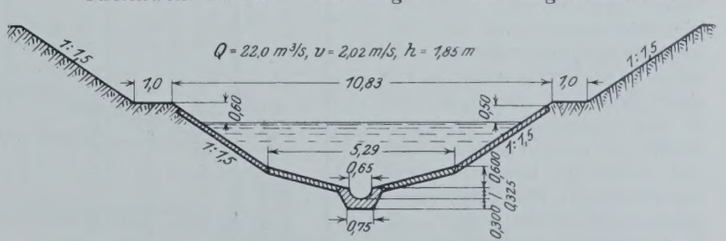
Profil 3,00 × 2,90
Hauptsammelkanal Los I.



Notauslaßgraben, Westteil.



Streichwehr zwischen Notauslaßgraben und Ausgleichbecken.



Notauslaßgraben, Ostteil.

Abb. 13. Querprofile.

Zuerst wurde das Baugelände für die Kläranlage und die Ableitungskanäle durch ein 2240 m langes normalspuriges Industriegleis und eine 6 m breite, 370 m lange Schotterstraße erschlossen. Die Erdmassen für den bis zu 4 m hohen Gleisdamm lieferten der Aushub aus einem Teil des Notauslaßgrabens, der vor der Kläranlage mit einem Überfallwehr vom Hauptableitungskanal abzweigt und zur Isar führt sowie der vom Kanal verdrängte Aushub eines Teiles des Loses I des Hauptableitungs-

kanales. Straße und Bahn wurden vom August 1921 bis Mai 1922 von der Firma Schramm & Krauß in München erstellt.

Der Notauslaßgraben, der zur Abführung des Überwassers bei Regenfällen dient, wurde im westlichen, 550 m langen Teil anläßlich der Bahnherstellung ausgehoben, im östlichen Teil vom März 1922 bis März 1923 durch die Firma Süddeutsche Held & Franke Bau A.-G. in München erbaut. Der Graben ist mit Beton ausgekleidet (Abb. 13 u. 14). Er unterkreuzt einige Bachläufe, die erst durch einstweilige Holzbrücken, dann durch Eisenbetonbrücken über den Graben geleitet wurden (Abb. 15 u. 16). Der Schwabinger Bach mündet in den Notauslaßgraben aus.

Der Längenschnitt des Notauslaßgrabens von der Kläranlage zur Isar, der Lose I, II und III des Hauptableitungskanales, also der Strecke von der Kläranlage bis zu den Anschlüssen an das obere System links der Isar beim Aumeister und beim nördlichen Friedhof, ist auf Abb. 17 als Überblick über die Gefällverhältnisse dargestellt.

Abb. 18 bringt eine Übersicht der Linienführung der Industriebahn sowie der gesamten Ableitungskanäle zur Kläranlage, die im ersten Ausbau erstellt wurden bezw. einem zweiten Ausbau vorbehalten sind. Von der Ausführung der Kanäle des ersten Ausbaues gibt die nebenstehende Tabelle ein Bild.

Der Hauptableitungskanal wurde von Großlappen bis zur Ringbahn, also auf die Strecke der Lose I und II, in zwei Stränge geteilt, von denen zunächst nur einer erbaut wurde. Ebenso wurde der Ableitungskanal des unteren Systems links der Isar vom Aumeister bis zur Hirschauer Straße geteilt und der westliche Strang auf einen zweiten Ausbau zurückgestellt.

Die Kanäle sind durchweg in Stampfbeton ausgeführt. Die Sohlen sind durch Klinkermauerwerk, bei kleinen Profilen durch Steinzeugauskleidung geschützt. Die Seitenwände sind mit Portlandzement-Quarzsandmörtel versehen. Das Deckgewölbe ist mit einer „Bockhaut" überzogen. Die in das Grundwasser verlegten Kanäle der unteren Systeme links und rechts der Isar sind gegen das Eindringen von Grundwasser durch wasserdichten Mörtel, wie in Abschnitt III beschrieben, gedichtet.

Die Kanäle konnten, soweit sie nicht in bestehenden Straßen verliefen, in bis zum Widerlager geböscht ausgehobener Baugrube ausgeführt werden. Es wurden teils Löffelbagger, teils Eimerkettenbagger mit geführter Eimerreihe, teils Greifbagger und teils Aufzugkrane, mit denen von Hand

	Baulose der Ableitungskanäle des ersten Ausbaues	Kanalprofil m × m	Form	Länge m	Leistung b. ganzer Füllung m³/Sek.	Sohlengefälle	Sohlenschutz	Bauzeit vom bis	Arbeiterzahl durchschnittl.	Arbeiterzahl höchste	Ausführende Baufirma
a)	Hauptableitungskanal nach Großlappen Los I	3,00 × 2,90		1217,21	12,0	1 : 1500	Klinkersohle	9. Mai 1922 bis 18. Juni 1923	200	250	Süddeutsche Held & Franke Bau A.-G., München
b)	Hauptableitungskanal nach Großlappen Los II	3,00 × 2,90	Umgestürztes Eiprofil (Herzform)	1041,66	12,0	1 : 1500	„	4. Juni 1923 bis 15. Aug. 1924	180	200	Karl Stöhr, München
c)	Hauptableitungskanal nach Großlappen Los III	2,20 × 2,15	Herzförmig	1119,81	12,0	Auf 399,81 m 1 : 300 Auf 720,00 m 1 : 340	„	24. Aug. 1923 bis 15. Mai 1925	185	206	Süddeutsche Held & Franke Bau A.-G., München
		2,05 × 2,00	„	482,72	7,0	1 : 600	„				
		2,00 × 1,50	Eiförmig	16,71							
		1,10 × 0,60	„	18,18							
				1637,42							
d)	Kanal in der Osterwaldstraße und Föhringer Allee Gr. XXXIII, Los 1	2,40 × 2,35	Herzförmig	510,91	8,2	1 : 1000	„	16. Aug. 1924 bis 16. Mai 1925	170	245	Karl Stöhr, München
		1,25 × 1,00	Sohle und Deckgewölbe Halbkreis; gerade Seitenwände	1206,37	1,4	Auf 260 m 1 : 1000 1 : 900	„				
				1717,28							
e)	Kanal durch den Englischen Garten Gr. XXXIII, Los 2	1,10 × 1,00	„	975,94	1,4	Auf 148,00 m 1 : 450 Auf 646,94 m 1 : 616 Auf 181,00 m 1 : 500	„	18. Juli 1924 bis 29. Jan. 1925	105	122	Tiefbau- u. Eisenbetongesellschaft, G. m. b. H., München
f)	Kanal in der Gyßling- und Hirschauer Straße Gr. XXXIII, Los 3	1,55 × 1,55	Kreisförmig	245,49	4,2	1 : 340	„	29. Sept. 1924 bis 3. Juli 1925	130	145	Rudolf Wolle, Niederlassung München
		1,10 × 0,60	Eiförmig	1439,18	0,5	Auf 294 1 : 335 Auf 1145 1 : 400	Steinzeugsohlschalen und Knauffsche Platten				
				1684,67							
g)	Anschlußkanal vom Dücker zur Gyßlingstraße Gr. XXXIII, Los 2, Anh. 1	1,00 × 1,00	Kreisförmig	178,18	1,0	1 : 500	Klinkersohle	20. Juni 1924 bis 11. Okt. 1924	55	—	Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung München
h)	Isardücker bei Oberföhring	Doppelrohrltg. 0,60 × 0,60 Steinzeug	„	Steinzeug 120,74 Eisen 3,00	1,0	—	—	Dez. 1922 bis 10. Okt. 1923	100	110	Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung München
				123,74							
i)	Umbau des Regenauslasses in der Leonhard-Eck-Straße	Über dem geschlossenen Kanal: rd. 25 m, wurde ein offener Ausfluß in das gestaute Isarbett angelegt						7. April 1924 bis 12. Aug. 1924	15	—	Mühlhofer & Pfahler, München
k)	Kanal in der Pienzenauer Straße Gr. XX, Los 12 mit Regenauslaßkanal beim Herzogparkplatz	1,50 × 1,50	Kreisförmig	118,00	4,2	1 : 300	Klinkersohle	6. April 1925 bis 15. Nov. 1925	135	157	Philipp Holzmann A.-G., Niederlassung München
		1,10 × 1,10	„	118,00	1,0	1 : 1000	„				
		1,10 × 0,60	Eiförmig	1430,00	0,4	Auf 228 m 1 : 580 Auf 716 m 1 : 700 Auf 486 m 1 : 750	Steinzeugsohlschalen und Knauffsche Platten				
				1666,00							
l)	Verbindungskanal zur Montgelasstraße	0,50 × 0,50	Kreisförmig	600,00	0,3	1 : 200	Steinzeug- u. Eisenrohrltg.	Noch nicht in Angriff genommen!			

Abb. 14. Notauslaßgraben, Abstürze zur Isar. April 1923.

Abb. 15. Notauslaßgraben, ausbetoniert mit Einmündung des Schwabinger Baches, und einstweilige Bachüberführung. April 1923.

gefüllte Kübel aus der Baugrube gehoben wurden, verwendet. Aufzugkrane erwiesen sich als besonders geeignet zur Ausschachtung bei eingeschalter Baugrube, da die Kübel zwischen den Sprießen der Baugrubenabsteifung hochgezogen werden konnten. Bei kleineren Profilen zeigte sich, daß große und zahlreiche Baumaschinen nicht genügend ausgenutzt werden können.

Die Wasserhaltung während des Baues geschah durch Einlegung von Drainagen mit 0,15 bis 0,30 l. W. unter die Kanalsohle. Die Drainagerohrgräben wurden, damit der Baugrund für die Kanalsohle sich nicht lockern konnte, in der Mittellinie der Baugrubensohle zwischen eingeschlagenen Blechen ausgehoben und nach Einlegung der Rohre mit Kies verfüllt. In Entfernungen von 70 bis 150 m wurden seitlich der Baugrube Pumpschächte angelegt, in denen das aus den Drainagen zufließende Grundwasser gehoben wurde. Da stets mehrere Baustrecken gleichzeitig in Arbeit waren, konnte das geförderte Grundwasser meist nicht in der fertigen Kanalstrecke abgeleitet, sondern mußte benachbarten Wasserläufen zugeführt werden.

Die Bauten wurden großenteils während der Zeit der Geldentwertung durchgeführt. Die Aufbringung der Mittel verursachte daher große Mühe.

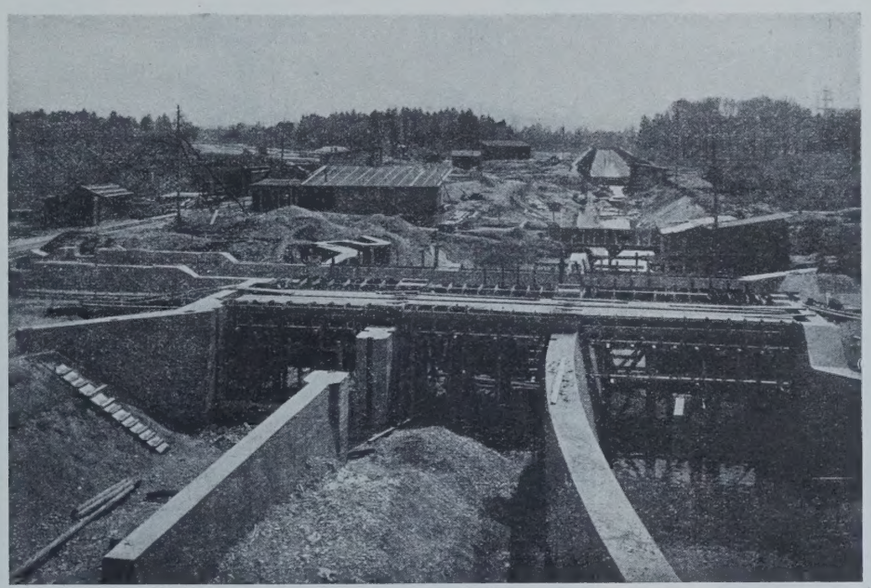
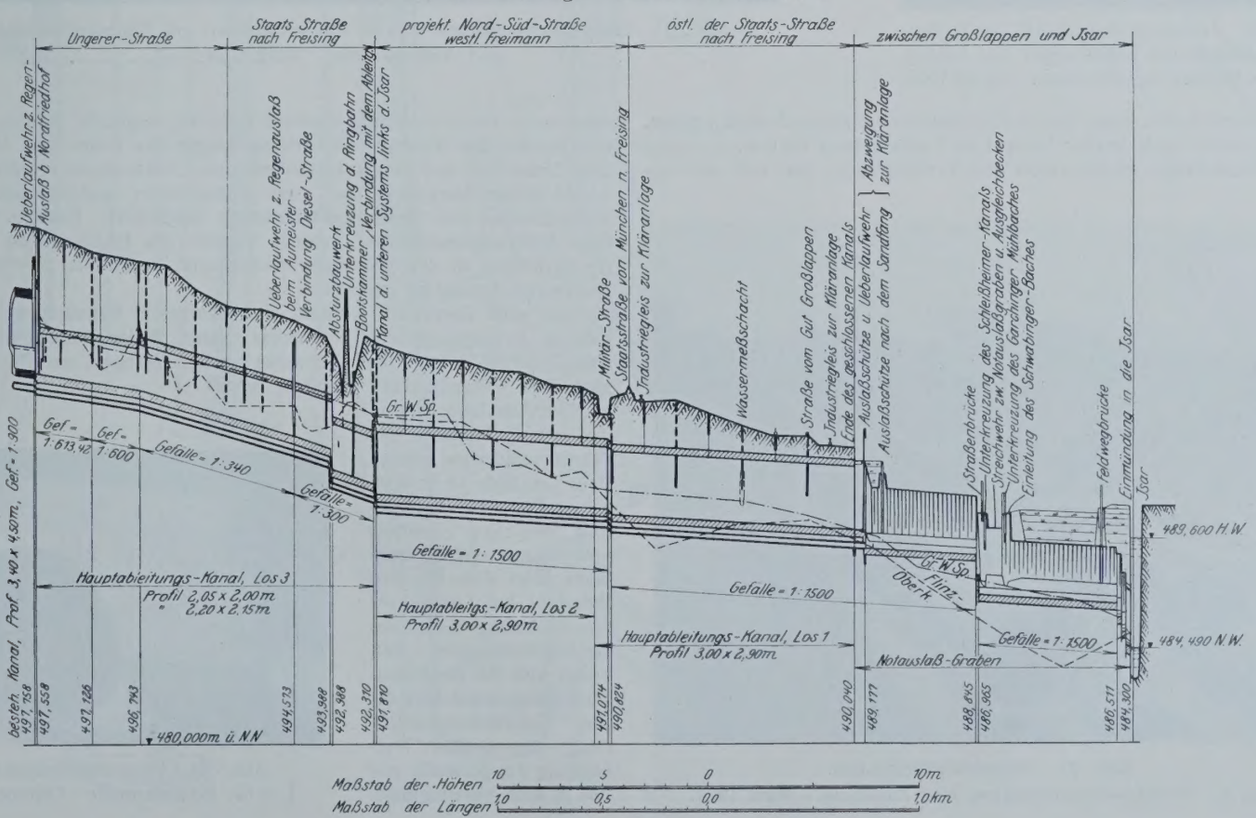


Abb. 16. Notauslaßgraben. Bau der endgültigen Überführungen des Schleißheimer Kanals und des Garchinger Mühlbaches. Mai 1924.



Maßstab der Höhen 10 5 0 10 m
Maßstab der Längen 1,0 0,5 0,0 1,0 km

Abb. 17. Hauptableitungskanal vom Nordfriedhof zur Kläranlage mit Notauslaßgraben zur Isar.

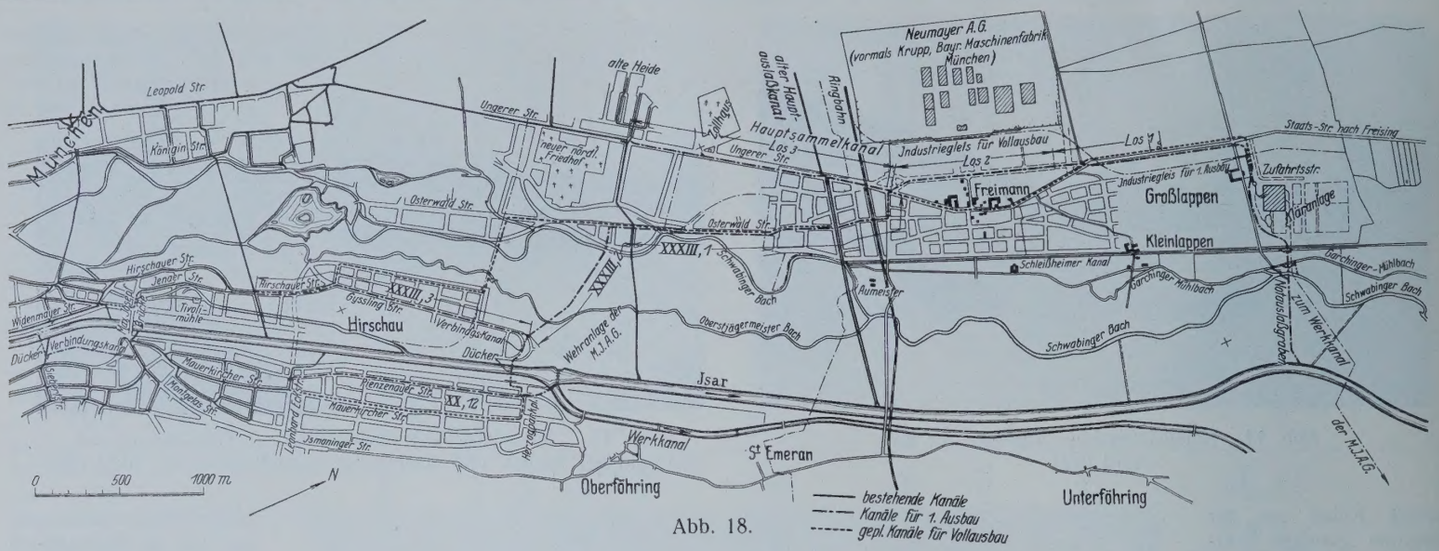


Abb. 18.

Abb. 19. Hauptableitungskanal Los I: Baugrubenaushub mit Löffelbagger und Aufzugkranen, Betonierung der Sohle. August 1923.

Abb. 20. Hauptableitungskanal Los II: Aushubarbeiten mit Eimerkettenbagger und Aufzugkranen. März 1924.

Vorübergehend mußte sogar einmal die Arbeiterzahl eingeschränkt werden. Zeitweise machte sich starker Mangel an Facharbeitern fühlbar.

Die Bauverträge mußten stets den Verhältnissen, die sich mit zunehmender Geldentwertung dauernd änderten, angepaßt werden. Anfänglich wurden die tatsächlichen Überteuerungen der Löhne und Materialien samt Unkosten- und Gewinnzuschlägen dem Unternehmer vergütet. Später wurde diese Vergütung auf vom Unternehmer anzubietende Höchststundenzahlen und Baustoffhöchstmengen beschränkt. Endlich, als wieder feste Währungsverhältnisse kamen, wurden die Einheitspreise lediglich im Verhältnis zu den jeweiligen Änderungen bestimmter Richtlöhne und Richtpreise beweglich gemacht.

Es muß anerkannt werden, daß sämtliche Kanalbauten von den Firmen in einwandfreier, durchaus guter Weise hergestellt worden sind, obwohl infolge des zeitweise großen Mangels an Beschäftigung zum Teil Unterangebote gegeben waren.

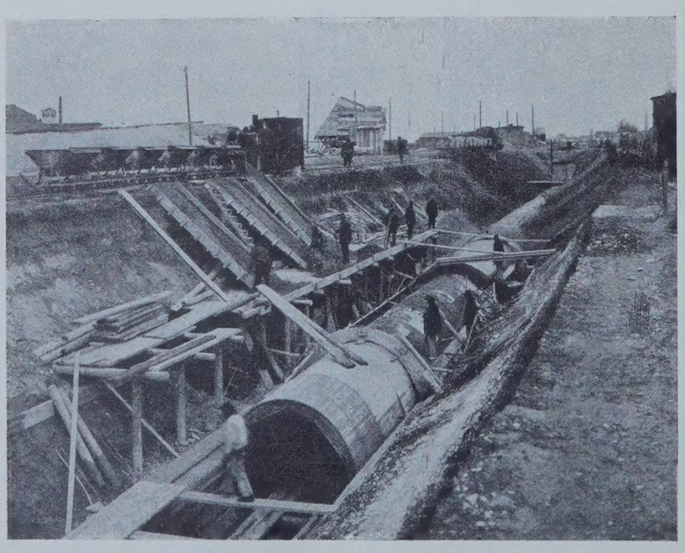


Abb. 21. Hauptableitungskanal. Los II. Deckgewölbeherstellung und Zufüllung. März 1924.

Die Kanalquerschnitte der Lose I, II und III des Hauptableitungskanales sind aus Abb. 13 ersichtlich. Die Aushubförderung bei Los I mittels Löffelbagger und Aufzugkrane zeigt Abb. 19. Die Erdarbeit bei Los II, wo neben Aufzugkranen ein Eimerkettenbagger lief, bringt Abb. 20, die Kanalherstellung selbst Abb. 21. Die Konstruktionszeichnung der großen Verbindung am Südende von Los II, dem Vereinigungs-

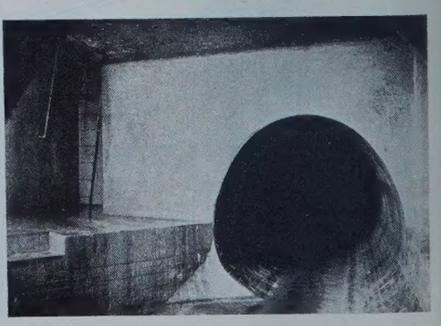


Abb. 23. Hauptableitungskanal. Los III: Bootskammer. Oktober 1924.

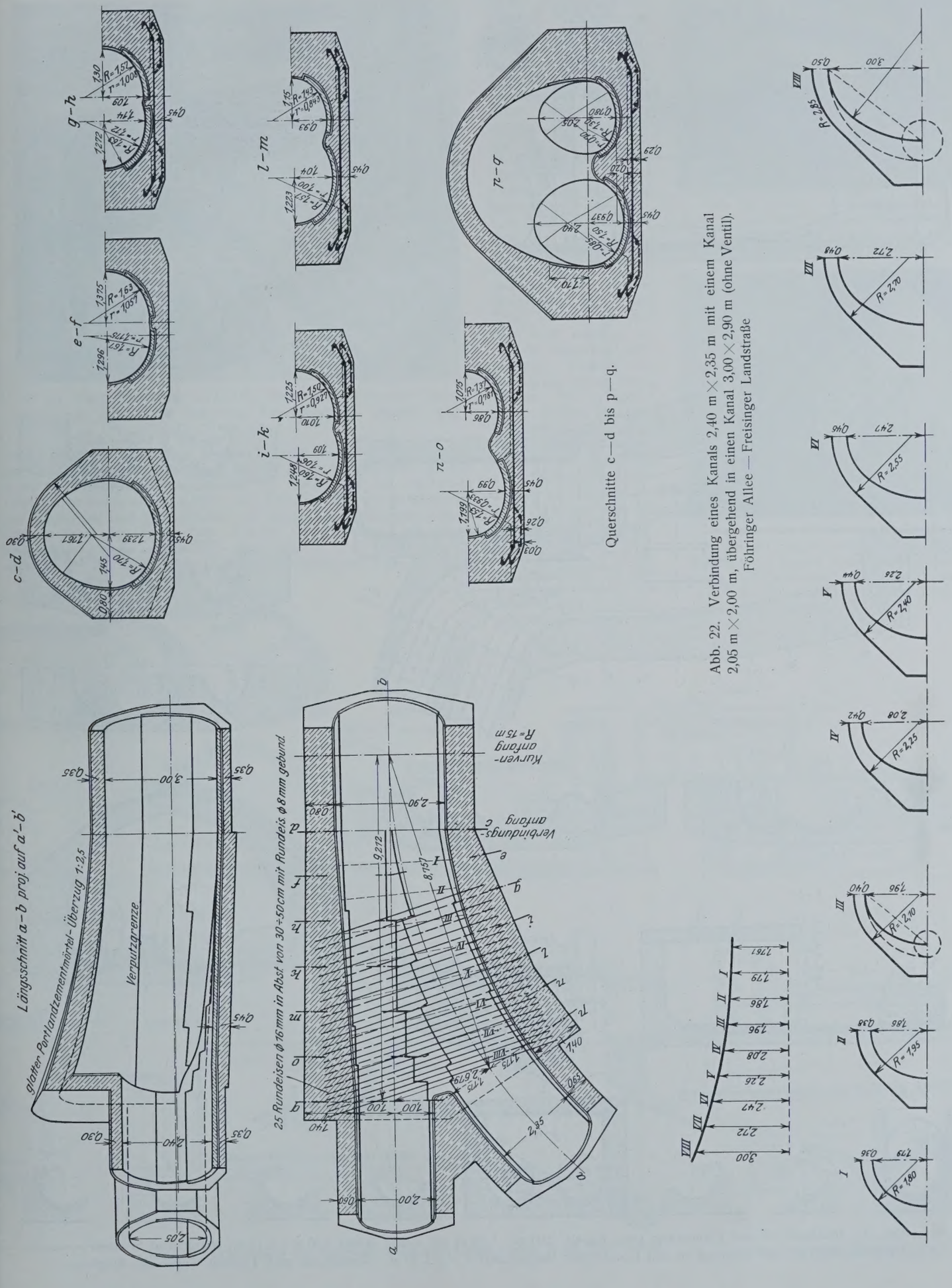
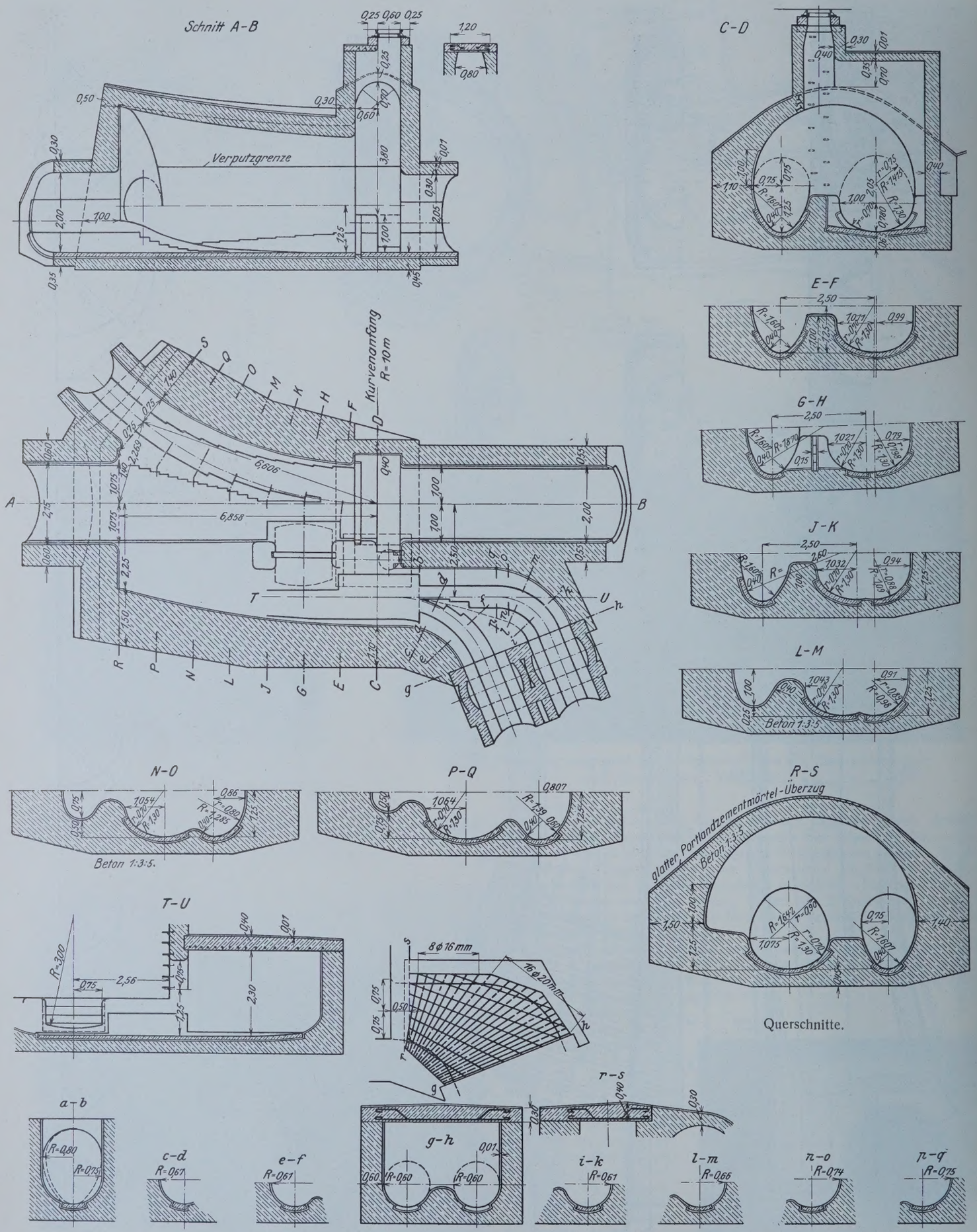


Abb. 22. Verbindung eines Kanals 2,40 m × 2,35 m mit einem Kanal 2,05 m × 2,00 m, übergehend in einen Kanal 3,00 × 2,90 m (ohne Ventil).
Föhringer Allee — Freisinger Landstraße



Querschnitte.

Abb. 24. Überlaufwehr und Verbindung eines Kanals 2,00 m × 1,50 m mit einem Kanal 2,20 m × 2,15 m, übergehend in einen Kanal 2,05 m × 2,00 m; mit Anschluß an den bestehenden Doppelkanal 1,20 × 1,20 m. Staatsstraße nach Freising südlich der Ringbahn.

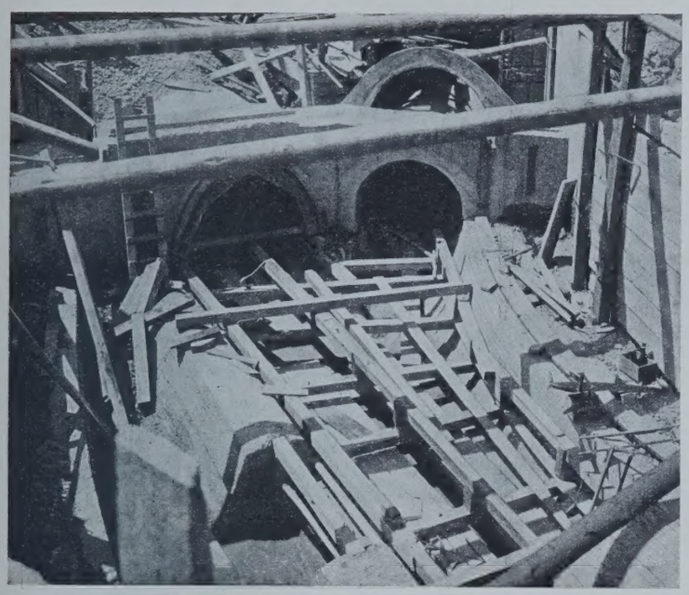


Abb. 25. Hauptableitungskanal Los III. Regenüberfall zum alten Hauptauslaßkanal nächst dem Aumeister; Sohlengewölbe. Oktober 1924.

punkte des oberen und unteren Systems links der Isar ist auf Abb. 22 wiedergegeben. Bei Los III ist nördlich der Ringbahn die auf Abb. 23 dargestellte Bootskammer, von der aus die Kanalstrecke bis Großlappen befahren werden kann, eingefügt. Zur Entwässerung der Unterführung der Staatsstraße nach Freising unter der Ringbahn ist südlich dieser Bahnlinie im Kanal der Ungererstraße (Los III) ein 1 m hoher, mit Granit verkleideter Absturz vorhanden. Auf Abb. 24 u. 25 findet sich die sohlengleiche Einführung des alten Hauptauslaßkanales beim Aumeister in den neuen Kanal des Loses III. Während der Ausführung dieses Umbaues wurde der alte Kanal durch einstweilige Umleitungen in Betrieb gehalten. Der alte Doppelkanal beim Aumeister zwischen Ungererstraße und Isar ist durch ein Wehr an den neuen Kanal angeschlossen und dient künftig nur noch als Regenauslaß. Am Südende des Loses III schließt sich der neue Hauptableitungskanal an das bestehende große Überlaufwehr beim neuen Nordfriedhof an. Das Wehr wurde, wie aus Abb. 26 zu erkennen ist, auf die doppelte Länge gebracht; während der Ausführung dieses Baues wurden die Ungererstraße westlich und die Straßenbahn östlich um die Baugrube herumgeführt. Der Beton des alten Wehres (Mischungsverhältnis 1:2:4 und 1:3:5) erwies sich als sehr hart. Auf den Bildern des Wehrumbaues, Abb. 27 u. 28, sind die neuen Bauteile an den Verputz der Wände, die alten an den Backsteingewölben kenntlich.

Abb. 27. Umbau des Regenauslasses beim Nordfriedhof: Blick vom Regenauslaßkanal gegen das Überfallwehr. Mai 1925.

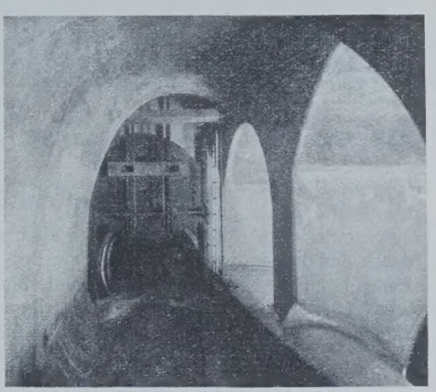


Abb. 28.
Umbau des Hauptableitungskanals beim Nordfriedhof: Beginn des Hauptableitungskanals nach Großlappen mit Absperrschieber, Leerlaufschieber und Überfallwehrrücken (neue Hälfte). Mai 1925.

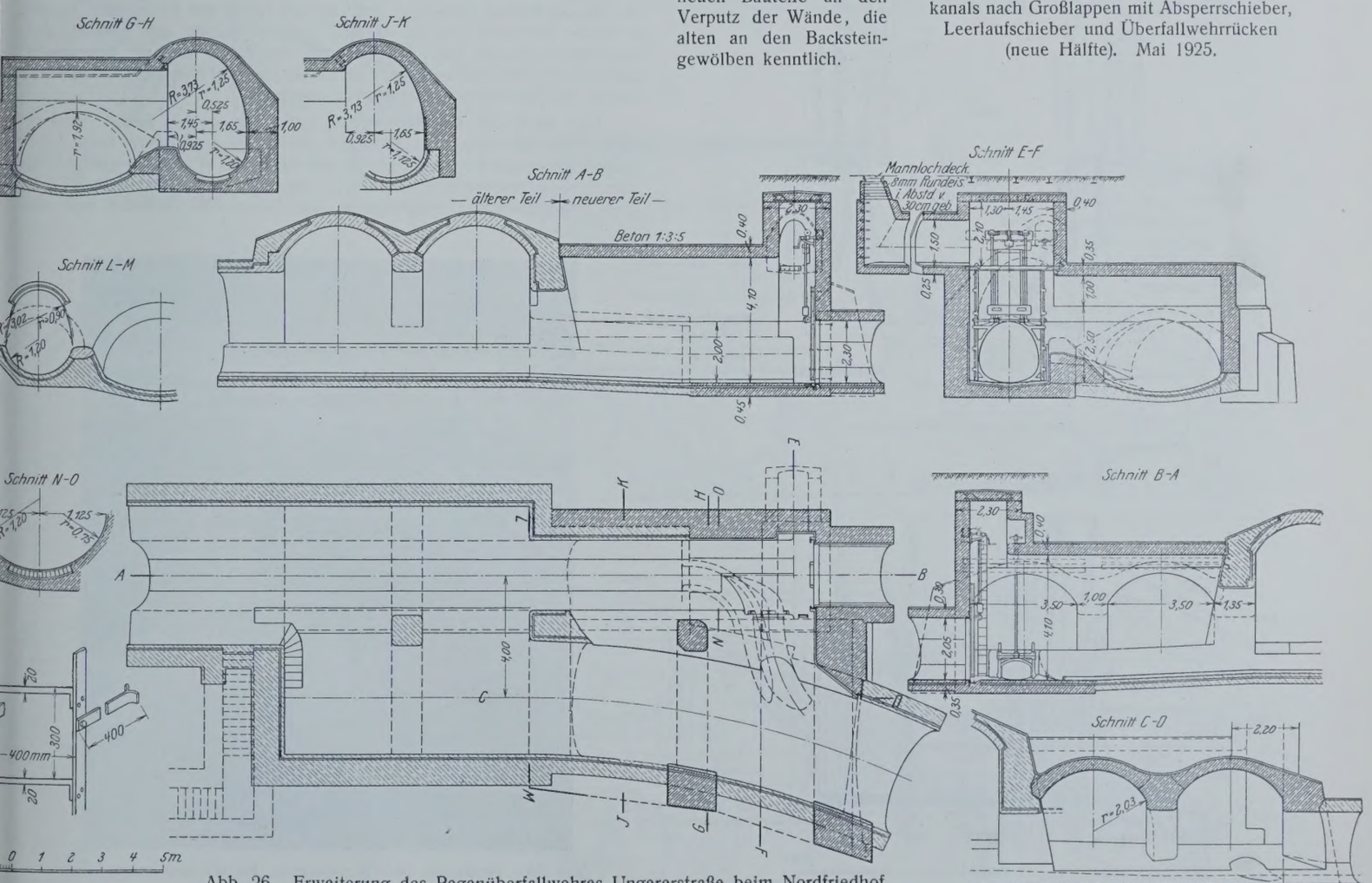


Abb. 26. Erweiterung des Regenüberfallwehres Ungererstraße beim Nordfriedhof.

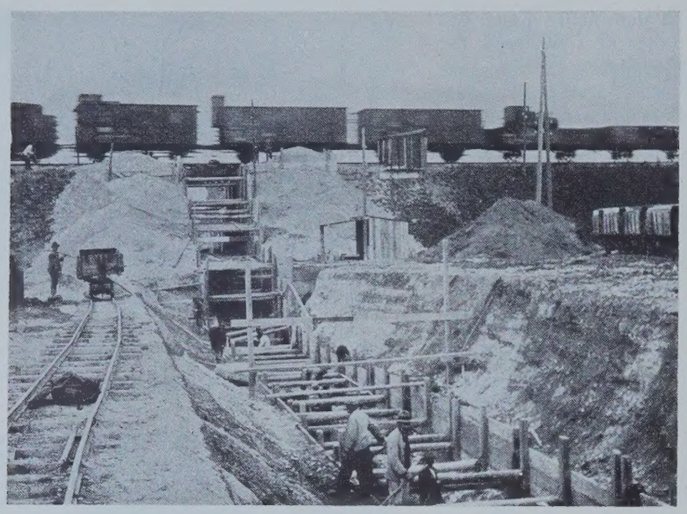


Abb. 29.
Gruppe XXXIII, Los I. Kreuzung der Ringbahnlinie. Oktober 1924.

Abb. 30. Gruppe XXXIII, Los I. Kreuzung des alten Hauptauslaßkanals (Doppelkanals) beim Aumeister. Dezember 1924.

Die Kreuzung des Ableitungskanals des unteren Systems links der Isar in der künftigen Osterwaldstraße mit der Ringbahn ist auf Abb. 29 dargestellt. Die Unterkreuzung des alten Hauptauslasses beim Aumeister durch den Kanal der Ostwaldstraße zeigt Abb. 30. Der alte, doppelte Kanal konnte während des Baues unterbrochen werden, da es möglich war, sein Abwasser bereits an der Ungererstraße nach Großlappen abzuleiten. Abb. 31 u. 32 bringen die Querschnitte der Kanäle dieses Zuges, letztere außerdem die Kreuzung mit dem bestehenden großen Regenauslaß beim Nordfriedhof. Bei Ausführung dieser Kreuzung ergaben sich heftige Grundwassereinbrüche, hauptsächlich aus den Drainagen des alten Kanals, dessen Sohle stark unterspült wurde. Der alte Kanal mußte schleunigst entlastet, und die Hohlräume unter ihm mußten sorgfältig ausbetoniert werden. Auch der bestehende Regenauslaß bei der Tivolimühle mußte unterkreuzt werden, er konnte jedoch außer Betrieb gesetzt und an der Kreuzung abgebrochen werden.

Durch den Bau der Kanäle von Freimann bis zum Nordfriedhof wurde der Grundwasserstrom zeitweise stark beeinflußt. Die in den das Grundwasser tragenden Flinz einschneidenden Kanäle wirkten wie Streichwehre und drängten den nordöstlich zur Isar verlaufenden Grundwasserstrom nach Norden ab. Durch eine große Zahl von Grundwasserdückern wurde der alte Weg des Grundwasserstromes unter den Kanälen hindurch wiederhergestellt. Die Dücker, die beiderseits der Kanäle an lange Sickerungen anschließen, wirken in zufriedenstellender Weise. Während der Bauausführung selbst trat aber auf die Dauer der Pumparbeit in der Ortschaft Freimann und an einigen anderen Stellen eine Senkung des Grundwasserspiegels ein. Die Brunnen versiegten, und die betroffenen Anwesen wurden vorübergehend durch ein ausgedehntes Netz von Wasserrohren mit Münchener Leitungswasser versorgt.

Der Isardücker bei Oberföhring (Abb. 33) mußte erbaut werden, bevor das Stauwehr der „Mittleren Isar" A.-G. in Betrieb kam. Die beiden Steinzeugrohre des Dückers von 0,60 m l. W. sind in eine starke, bewehrte Betonumhüllung eingelegt. Am rechten Ufer ist dem Dücker eine Sandfangkammer vorgeschaltet, am linken Ufer befindet sich ein

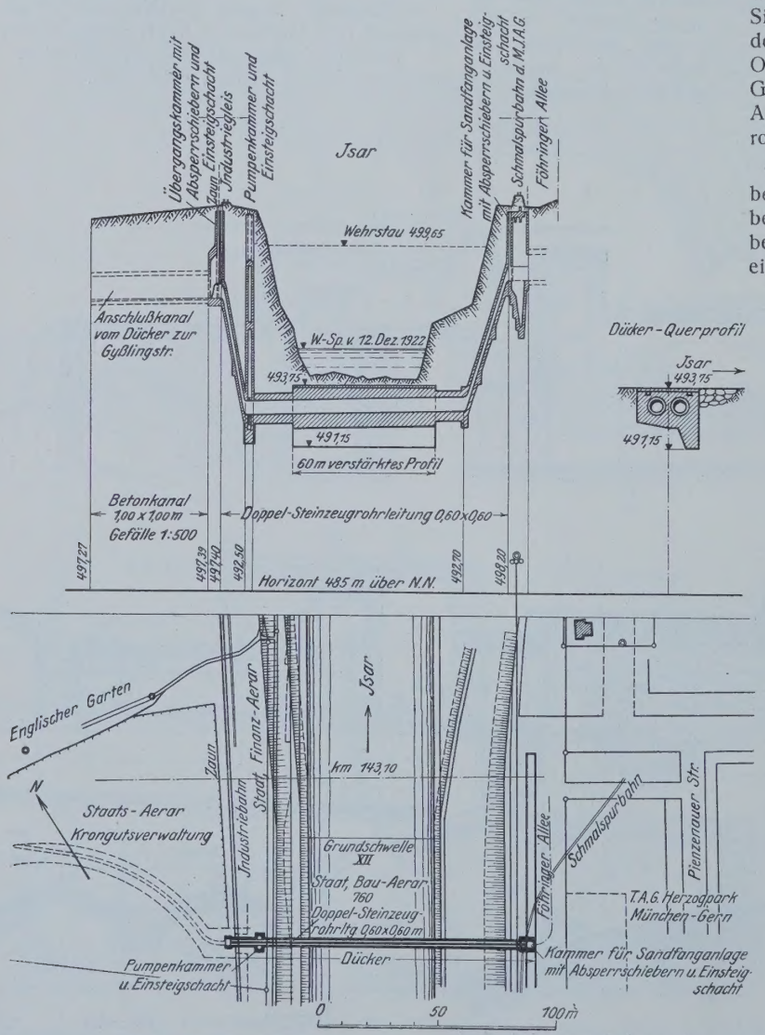


Abb. 33. Isardücker bei Oberföhring. Längenprofil.

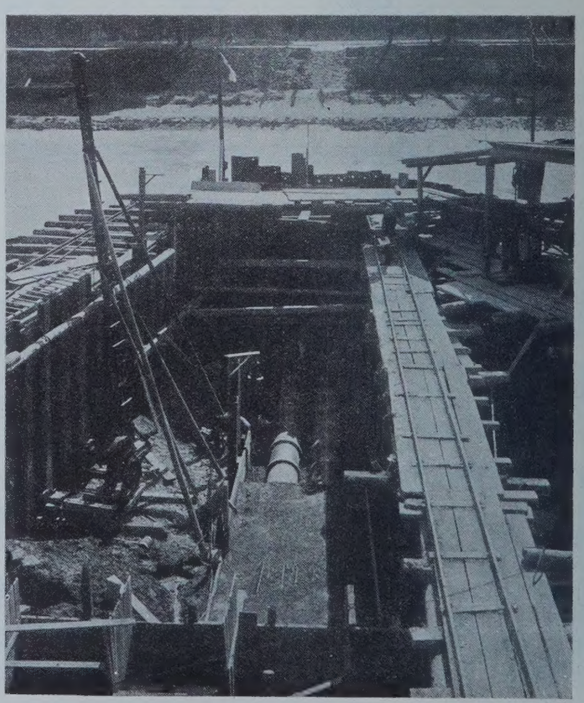
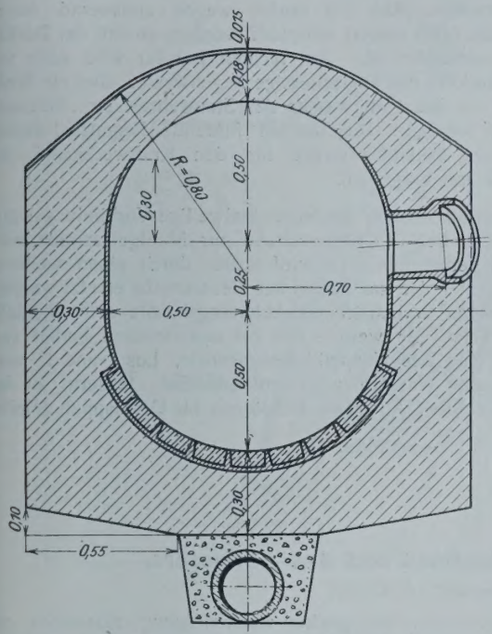
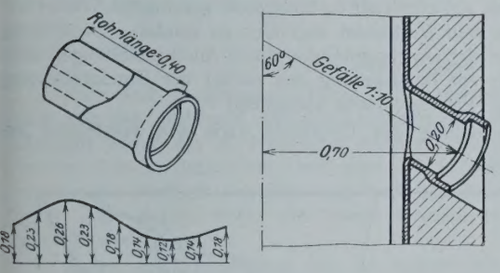
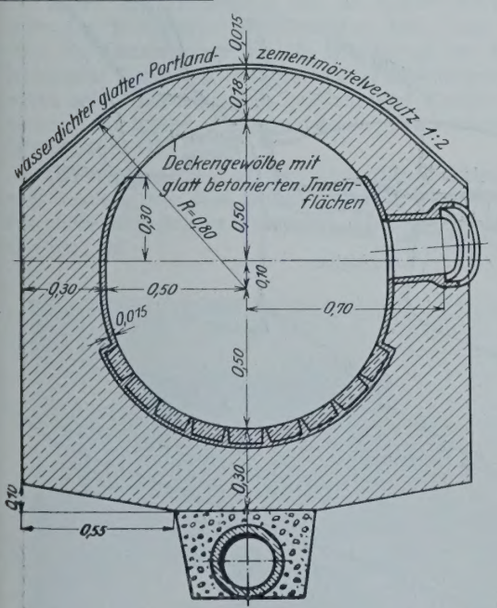


Abb. 35. Isardücker bei Oberföhring. Bauteil am linken Ufer. September 1923.



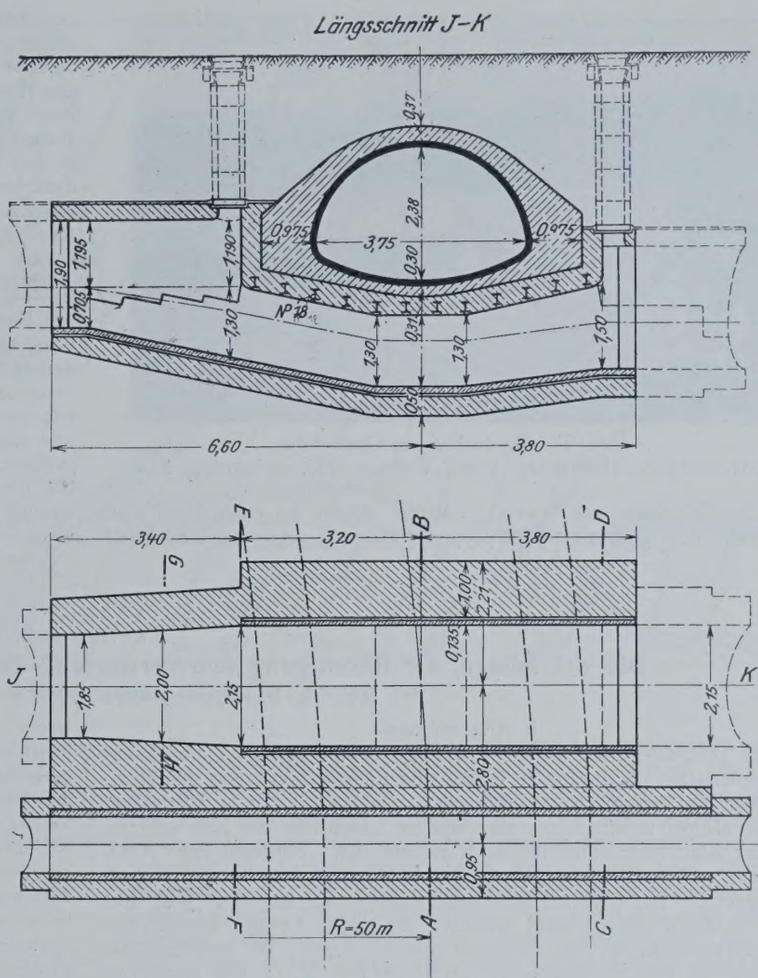
Betonkanal 1,10 × 1,00 m
Englischer Garten—Osterwaldstraße.





Betonkanal 1,25 × 1,00 m Osterwaldstraße.

Abb. 31.



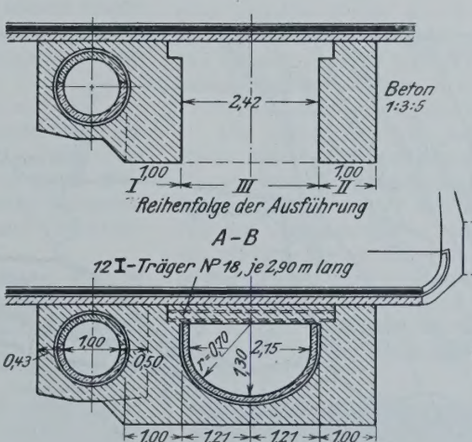
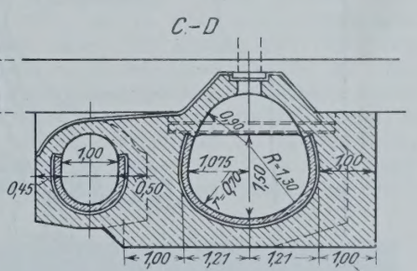
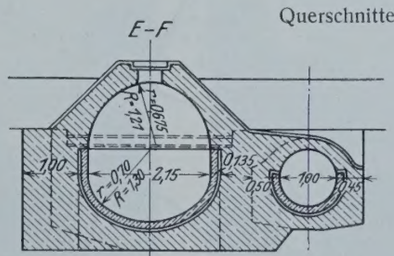
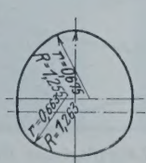


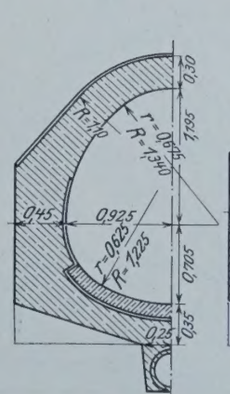
Abb. 32. Unterkreuzung des Regenauslaßkanals 2,375 × 3,75 m, östlich des Nordfriedhofes mit dem Sammelkanal Osterwaldstraße.



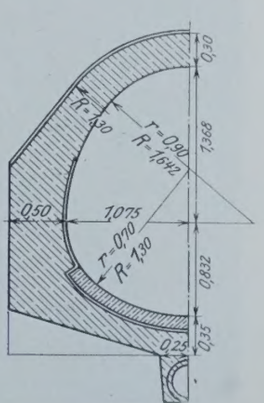
Querschnitte







Kanal 1,90 × 1,85 m



Kanal 2,20 × 2,15 m

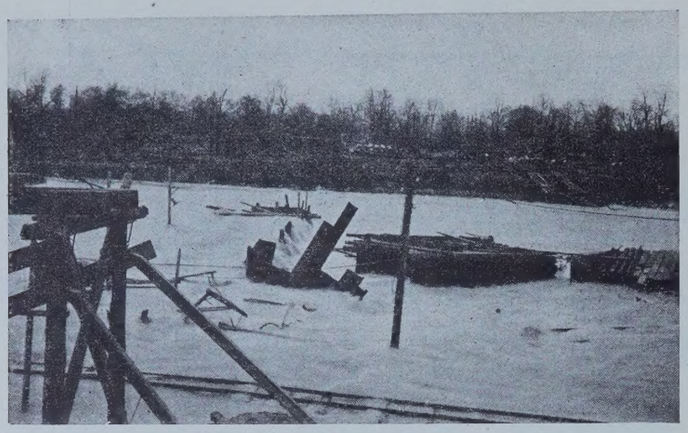


Abb. 34. Isardücker bei Oberföhring.
Rechte Bauhälfte, Hochwasser vom 2. Februar 1923, nachmittags 4 Uhr.

tiefer Einsteigschacht aus bewehrtem Beton. Er ist mit einer durch eine Ziegelrollschicht geschützten Teerpappenumkleidung gegen das Eindringen von Grundwasser gedichtet. Die Krümmer der Drückerleitungen in diesem Schacht sind aus Gußeisen hergestellt und mit Mannlochdeckeln versehen. Zuerst wurde die rechte Isarhälfte mit dem Dücker durchquert. Ein Hochwasser (Abb. 34) verursachte hierbei ziemliche Schäden. Die linke Hälfte des Dückers (Abb. 35) mußte wegen andauernd hoher Wasserstände der Isar noch einmal unterteilt werden, so daß der Dücker in drei Abschnitten entstanden ist. Am rechten Isarufer wird noch vor dem Sandfang des Dückers das überschüssige Regenwasser über ein Wehr abgeführt und muß in das Unterwasser des Stauwehres der „Mittleren Isar" A.-G. geleitet werden. Der dorthin führende Regenauslaßkanal wurde beim Bau des Einlaufbauwerks für den Kraftwerkkanal der „Mittleren Isar" A.-G. mit eingelegt.

Der noch zum ersten Ausbau gehörige einstweilige Verbindungskanal vom derzeitigen Auslaß bei der Siebertstraße zur Montgelasstraße wird demnächst in Angriff genommen. Er wird später durch einen weiteren — dritten — Dücker unter der Isar nächst der Siebertstraße ersetzt werden. Die dem zweiten Ausbau vorbehaltenen Ableitungskanäle sind ebenfalls aus Abb. 18 ersichtlich. Sie werden erst bei eintretendem Bedarf ausgeführt. Der zweite Zug des Hauptableitungskanals, Los I und II wird bei ganzer Füllung eine Wassermenge von 8 m³/Sek. fördern, so daß künftig insgesamt 20 m³/Sek. Abwasser bei Regen bis Großlappen geleitet werden können.

Zweiter Teil.

Die Kläranlage, die Beseitigung und Verwertung des Klärschlammes und des Abwassers.

Von Dipl.-Ing. **H. Keppner,** techn. Direktor der „Mittleren Isar" A.-G.

I. Allgemeines.

Als geeigneter Platz für die Kläranlage erwies sich im Hinblick auf das vorhandene, isarabwärts zu ergänzende Kanalnetz das von der Stadtgemeinde für diesen Zweck vorgesehene Gelände bei dem städtischen Gut Großlappen unterhalb von München am linken Ufer der Isar, während der das Klärwasser aufnehmende Werkkanal der „Mittleren Isar" A.-G. dort am rechten Ufer und etwa 10 m höher liegt. Das Abwasser muß also unter der Isar hindurch nach dem rechten Ufer abgeleitet und dort zum Werkkanal übergepumpt werden. Zu dieser Lösung konnte man sich entschließen, weil es hierdurch möglich wurde, das vorbehandelte Abwasser in den Kraftstufen der „Mittleren Isar" A.-G. von zusammen 83 m Nutzgefälle hydraulisch auszunutzen. Außerdem kann das Klärwasser zwecks weitgehender biologischer Nachreinigung zusammen mit Frischwasser aus dem Werkkanal zur Speisung von Abwasserfischteichen verwendet werden, die längs des Laufes des Werkkanals am Rande des Erdinger Mooses angelegt werden sollen (Abb. 36). In den Fischteichen wird das Klärwasser auf dem Umwege über die Pflanzen- und Kleintierwelt zur Erzeugung von Fisch- und Entenfleisch weitgehend ausgewertet, um dann als einwandfrei biologisch gereinigtes Wasser vor dem ersten Kraftwerk dem Werkkanal zugeführt zu werden. Gleichzeitig ist es so möglich, von der Druckrohrleitung durch Anschlußleitungen nährstoffreiches Klärwasser zur Bewässerung des nächst der Druckrohrleitung gelegenen Acker- und Wiesengeländes abzugeben.

Durch die Ausarbeitung des Entwurfes nach den vorstehend an-

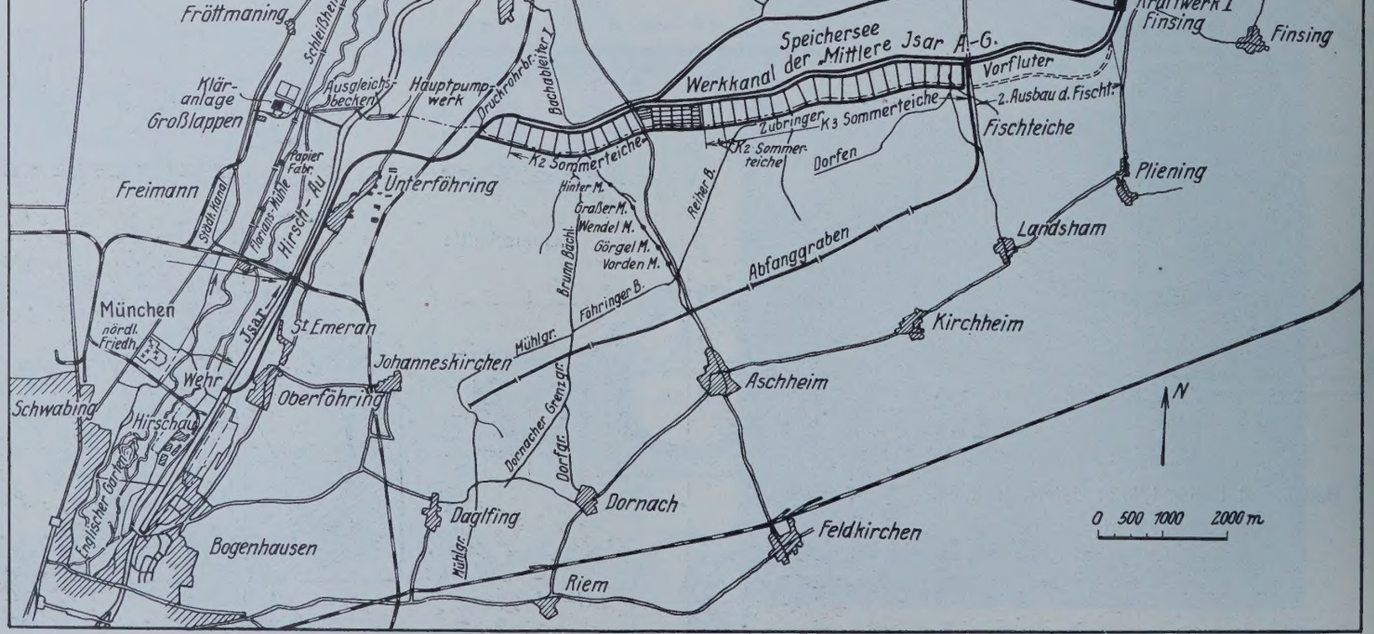


Abb. 36. Lageplan der Fischteiche.

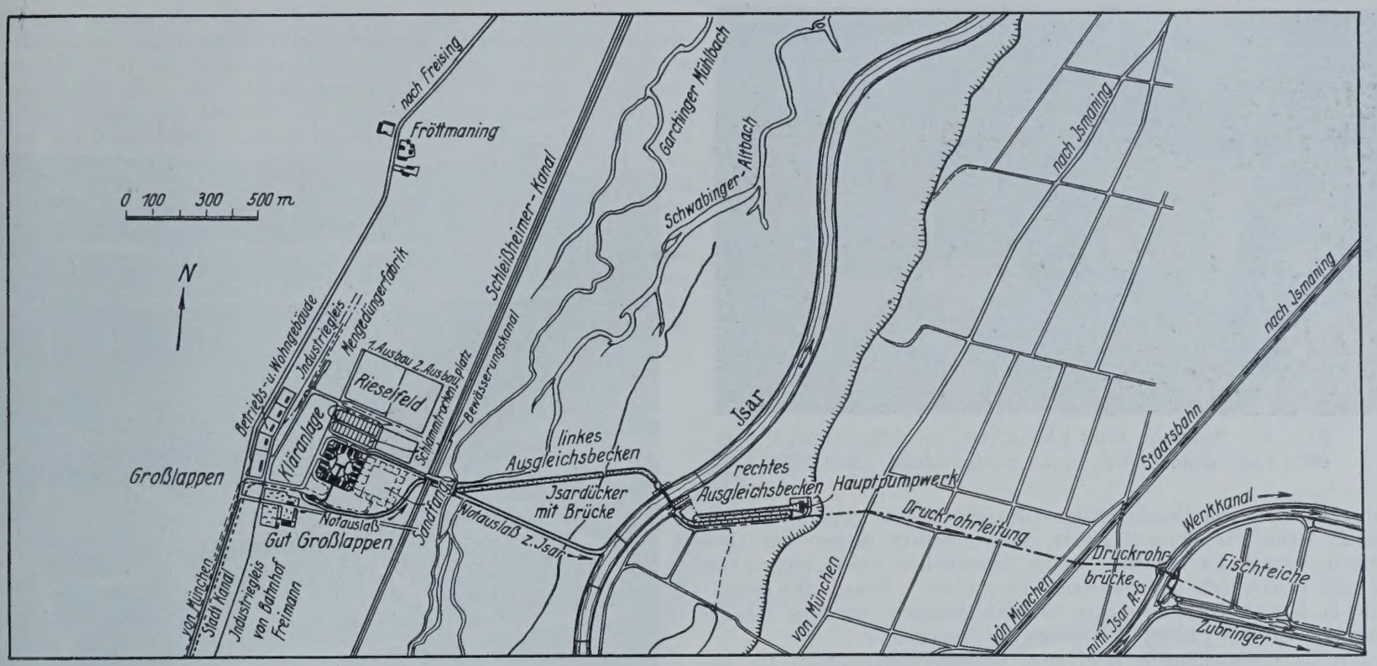


Abb. 37. Übersichtsplan der Anlagen zwischen Großlappen und den Fischteichen.

geführten Gesichtspunkten ist die Vorbedingung gegeben, die Aufwendungen für die umfangreichen Bauten durch spätere Einnahmen möglichst wirtschaftlich zu gestalten. Der Umfang der Aufgabe führte zu bemerkenswerten Bauanlagen, die im nachfolgenden entsprechend dem Rahmen dieses Aufsatzes kurz beschrieben werden sollen und auch für den technischen Leserkreis von Interesse sein dürften.

II. Die Bauanlagen.

Kurz nach Regelung der Frage der Kostenverteilung für die gemeinsam von der „Mittleren Isar" A.-G. und der Stadt München zu errichtenden Anlagen wurde am 30. November 1922 mit einem der wichtigeren Bauwerke, dem Isardücker bei Großlappen (s. u.) begonnen, nachdem bereits vorher die bauliche Durchführung fördernde Nebenanlagen, wie Zufahrtgleis und -straße, sowie die untere Strecke des Zuleitungskanals hergestellt worden waren.

Außer den Hochbauten für die spätere Verwaltung und den Betrieb der Kläranlage, verschiedenen Bach- und Straßenüberführungen weist die Gesamtanlage für die Beseitigung der Abwässer — also vom städtischen Kanal bis zur geplanten Fischteichanlage — folgende Bauwerke auf: Kläranlage mit Sandfang und Grobrechen, zwei Ausgleichbecken, Isardücker, Hauptpumpwerk, Druckrohrleitung und Druckrohrbrücke (Abb. 37).

Das Abwasser gelangt vom städtischen Hauptableitungskanal zunächst zum Sandfang, vor dem zwecks Entlastung bei Sturzregen ein Überfall mit anschließendem Regenauslaßgraben, der in die Isar ausmündet, angeordnet ist (Abb. 38).

Der Sandfang ist zweiteilig angelegt und besteht aus zwei Vertiefungen in den Sohlen der Zulaufgerinne mit je 100 m³ Fassungsraum zur Aufnahme des Sandgutes. Die Profilerweiterung ist so bemessen, daß sich eine Durchflußgeschwindigkeit von 25 m/Sek. rechnerisch ergibt. Durch Schütze und ein Drehtor kann nach Bedarf jeweils während des Betriebes eine Kammer abgeschlossen werden. Der Sand wird mittels elektrisch betriebenen Greifers und eines Silos beseitigt, das in Rollbahnwagen entleert. Ein Grobrechen mit 7 cm lichter Stabweite dient zum Abhalten größerer Schwimmkörper. Vom Sandfang fließt das Wasser mittels offener Verteilungsgerinne zu den einzelnen Becken der Kläranlage (Abb. 38 u. 39).

Die Kläranlage selbst ist für einen Abwasserzufluß von 3,6 m³/Sek., etwa ungefähr gleich der derzeitigen Schmutzwassermenge bemessen. Eine Erweiterungsmöglichkeit auf die doppelte Wassermenge ist vorgesehen. Der I. Ausbau besteht aus 16 Einheiten, die in einfacher Weise in Stampfbeton ausgeführt wurden. Jede Einheit besteht wieder aus 2 Absitzbecken, 1 Schlammraum und 1 Faulwasserbecken.

Die Aufenthaltszeit in den Absitzbecken, die für die Bemessung dieser Räume maßgebend ist, wurde zu einer Stunde gewählt, damit die vorgesehene Klärwirkung: 69 % der in Klärbecken absitzbaren Stoffe, erreicht wird. Während dieser Zeit scheidet sich der größte Teil der Verunreinigungen, deren spezifisches Gewicht größer als 1 ist, aus, sinkt zu Boden und gleitet durch den im Boden vorhandenen Schlitz in die darunter angeordneten Frischschlammtaschen bezw. Faulräume. Je nach Bedarf wird der Schlamm aus den ersteren nach ein bis zwei Tagen, aus letzteren nach etwa vier Monaten entnommen. Das beim Ausfaulungsprozeß entstehende hochwertige Methangas wird versuchsweise bei einem

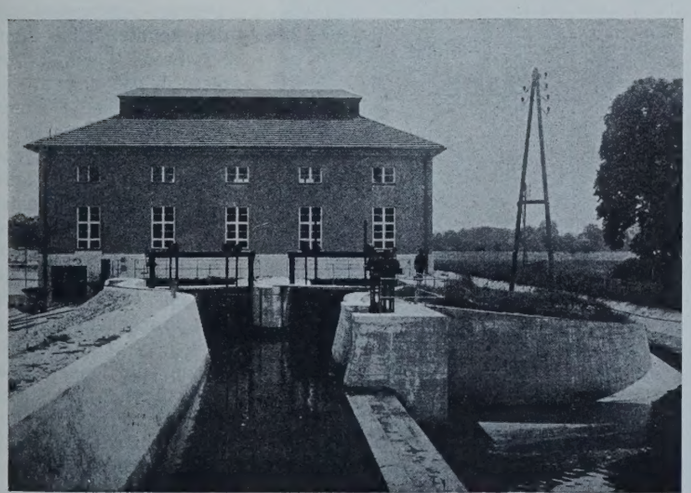


Abb. 38. Regenüberfall und Sandfanghaus. Juli 1925.

Abb. 39. Sandfanghaus, Inneres. Oktober 1925.

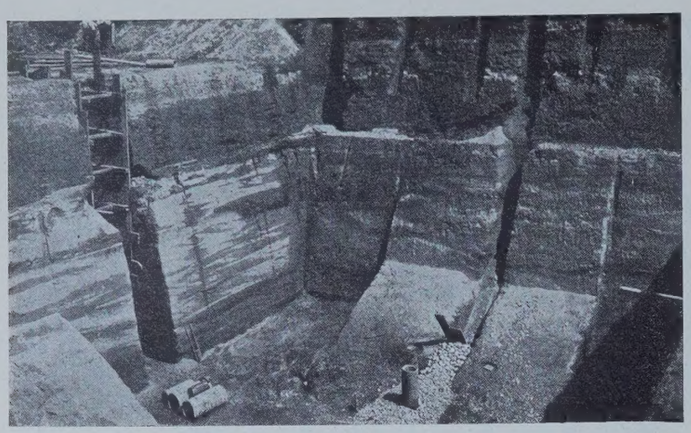


Abb. 40. Baugrube eines Klärbeckens mit Schichtenfolge: oben Kies, dann Letten, unten Sandschichten. Juni 1924.

Klärbecken durch ein Gasabschlußgewölbe abgefangen, geprüft und gemessen. Wenn der Versuch glückt, sollen weitere Becken zur Gasabfangung umgebildet werden. — Zum Zurückhalten und Gewinnen von Fett sind Tauchwände und Fetteimer vorgesehen. Bewegliche Pendelrechen in den Absitzbecken dienen zur gleichmäßigen Verteilung des Zuflußwassers auf den ganzen Querschnitt der Absitzräume.

Die Grundrißanordnung zeigt eine Besonderheit insofern, als die Becken nicht jeweils abzweigend von der Zuflußrinne, also fischgrätenartig, sondern längs der Seiten eines Quadrats angeordnet sind. Entscheidend beeinflußt hat diese Frage die Auffassung, daß der Teil der Anlage, der später im Betriebe die wichtigsten Funktionen ausüben soll — nämlich die Schlammförderanlage —, maßgebend sein muß für die Gesamtanordnung. Die Schlammfördervorrichtung besteht aus einer Kompressoranlage mit Saug- und Druckkessel (Schlammpumpwerk), der der ausgefaulte oder frische Schlamm selbsttätig, d. h. durch Überdruck aus den Schlammräumen zufließt, um dann mit Hilfe der Kompressoren aus einem Schlammbehälter mit kreisförmigem Grundriß künstlich gehoben und entweder auf die Schlammfelder zum Trocknen (Schlammtrockenplatz) oder nach dem geplanten Mengedüngerwerk zum Mischen mit dem etwa aus dem Münchener Hausmüll durch Sortieren hergestellten Feinmüll gebracht zu werden. — Die Leistung des Schlammpumpwerkes mittels zweier Motoren zu je 41 PS beträgt 60 m³/Std. — Versucht soll werden, die Mengedüngerfabrik durch getrenntes Ausstreuen von Feinmüll und Klärschlamm mit Hilfe der später erwähnten Streuwagen einzusparen. — Die Schlammförderanlage (Schlammpumpwerk) mit ihren Zuleitungen muß in einfacher, klarer Weise angeordnet sein. Dies wurde erreicht durch die vorgesehene Lage inmitten des von den Klärbecken eingeschlossenen Quadrats, wodurch die Zuleitungen gleiche und kürzeste Längen sowie gute Gefälle erhielten. Außerdem ist auf diese Weise die leichte Zugänglichkeit der gesamten Anlage für Unterhaltung und Betrieb gewährleistet. — Es sei noch auf einen weiteren nicht zu unterschätzenden Vorteil dieser Gruppierung der Klärbecken hingewiesen, der darin besteht, daß auch die zentrale Zuleitung des Abwassers, das aus einem Gemisch von Sink- und Schwimmstoffen mit Wasser besteht, durchgeführt werden kann. Auf die Frage der möglichst gleichmäßigen Verteilung dieser Stoffe auf sämtliche Klärbecken ist ein gewisses Augenmerk zu richten. Sie kann durch die vorgesehene jeweils symmetrische Zweiteilung des zufließenden Wasserstromes und Anordnung gleicher Gerinnequerschnitte und Gefälle auch bei schwankender Zuflußmenge als praktisch gelöst bezeichnet werden.

Die für den Bau der tiefen Klärbecken erforderlichen Drainagen bleiben als Dauereinrichtungen erhalten, um so später bei allenfalls notwendig werdenden Unterhaltungsarbeiten durch künstliches Absenken des Grundwasserspiegels die Becken vor Auftrieb zu sichern (Abb. 40). Eine zweite Sicherung wurde dadurch erhalten, daß wagerecht liegende Zementrohre in etwa halber Höhe der Becken so angeordnet wurden, daß eine Verbindung zwischen den an den Außenwänden verlaufenden Rohr- und Kiesdrainagen und den Innnenräumen der Becken hergestellt ist. Diese mit Stauklappen versehenen Rohre bilden Sicherheitsventile, die in Tätigkeit treten, sobald versehentlich unterlassen wird, den Grundwasserstand vor dem Auspumpen der Becken abzusenken.

Wie aus Abb. 40 hervorgeht, besteht der Bauuntergrund aus einer etwa 3 m starken Kiesschicht mit großen Steinen, einer 1 bis 2 m starken Lettenschicht, worauf reiner sogenannter Flinz- oder Schwemmsand folgt. Grundwasser trat in erheblicher Menge in der Kies- wie in der Sandschicht auf. Letztere stand zudem unter Auftrieb, der jedoch mittels entsprechend tief angelegter Pumpenschächte und künstlichen Hebens des Wassers beseitigt werden konnte. Die Baugrubenwand blieb dann senkrecht stehen, so daß an sie ohne weiteres anbetoniert werden konnte. Eine zweite Schalwand wurde auf diese Weise erspart. Zur Betonherstellung konnte der Kies, wie er in der Baugrube vorkam, zusammen mit den großen Steinen verwendet werden. Eisenbeton wurde grundsätzlich möglichst wenig und nur für die über den Becken gelegenen Steg- und Rinnenkonstruktionen verwendet. Die Zwischenwände, die keinen Überdruck erhalten, wurden aus Torkretbeton, 4 cm stark, hergestellt (Abb. 41 u. 42).

Die Absitzbecken besitzen eine Größe von je 5,5 m Breite, 25,0 m Länge

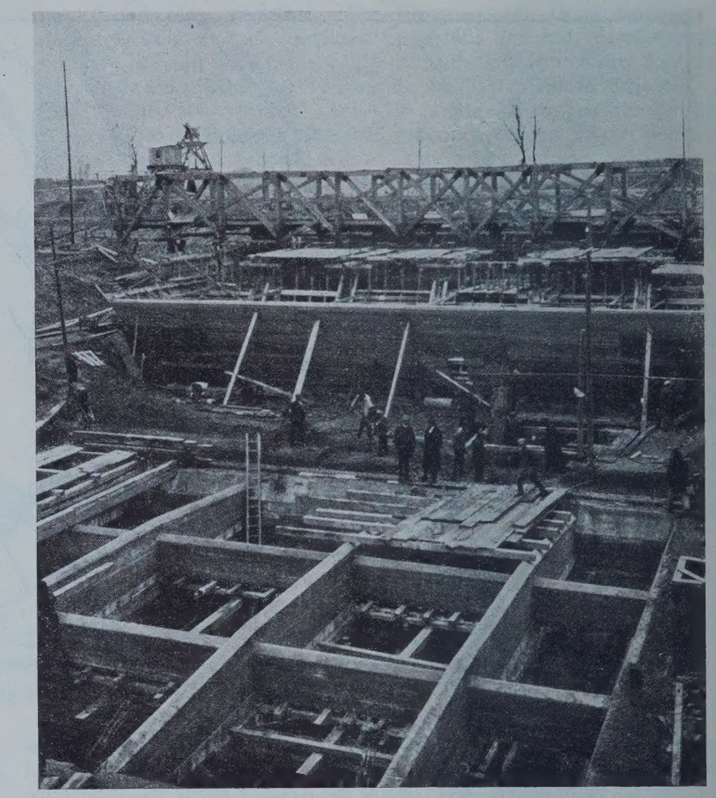


Abb. 42. Klärbecken im Bau; fahrbares Betoniergerüst. April 1924.

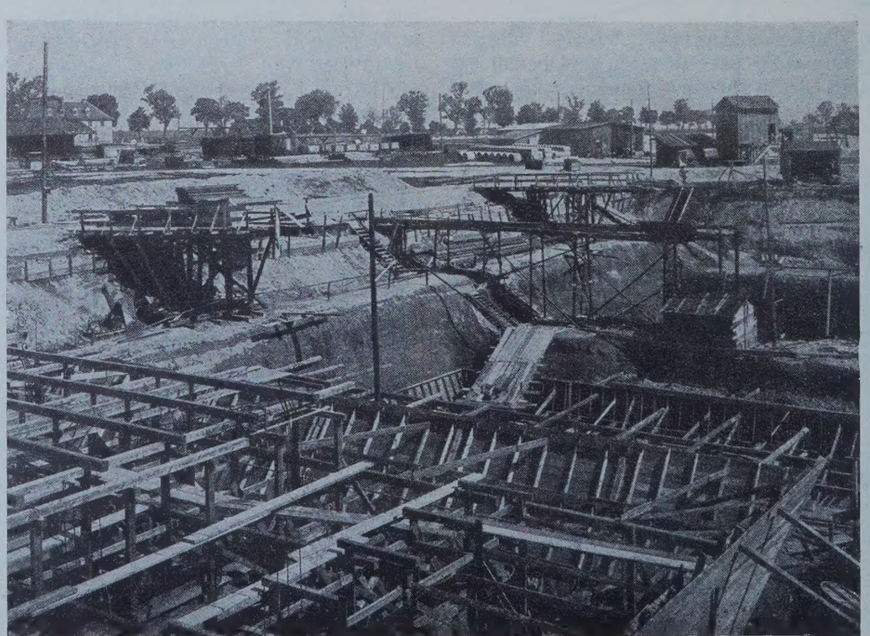
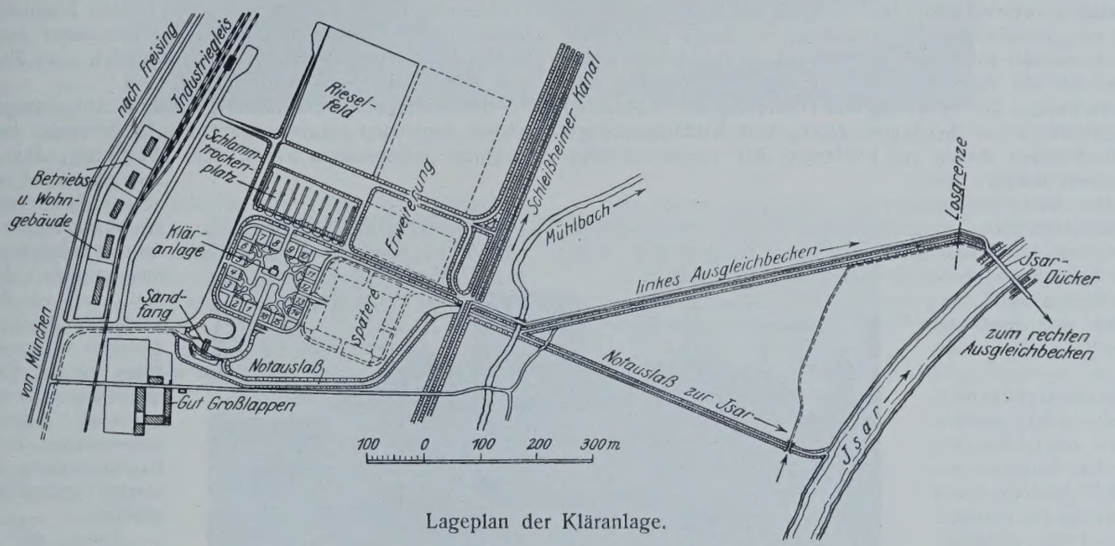


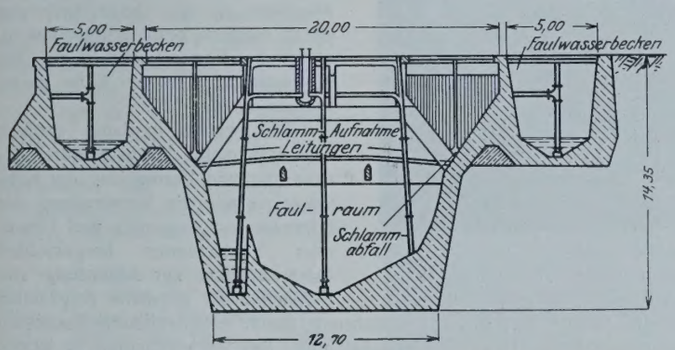
Abb. 41. Klärbecken-Einschalung. Mai 1924.

und eine mittlere Tiefe von 3,5 m. Wegen der großen Abwassermenge wurden je zwei Absitzbecken beiderseits der 16 Schlammräume angeordnet (Abb. 43). Für die Wahl der Größe der letzteren ist die spezifische Schlammenge (d. i. die Schlammenge für 1 m³ Abwasser) maßgebend. Hierüber gingen die Angaben der Analysen entsprechend der Art und Weise der Probeentnahme stark auseinander. Gewählt wurde für eine viermonatliche Ausfaulzeit ein gesamter Schlammrauminhalt von rund 23000 m³ — d. i. 1440 m³ für jeden Faulraum — entsprechend 0,42 Liter Schlamm für 1 Kopf und Tag, ein Maß, das über die bisher gewählte größte Bemessung von Schlammräumen (0,3 Liter für 1 Kopf und Tag in Stuttgart) hinausgeht. Damit war die Größe der einzelnen Räume bestimmt, die übereinander angeordnet und nur durch einen Schlitz miteinander verbunden sind. Von einer getrennten Anordnung der Schlammräume wurde abgesehen, da eingehende Berechnungen lehrten, daß bei Großkläranlagen zur Erreichung einfachster Bedienung, die den Hauptteil der Wiesbaden, als Beraterin mit ihren jahrzehntelangen Erfahrungen auf diesem Sondergebiet mit Erfolg zur Seite.

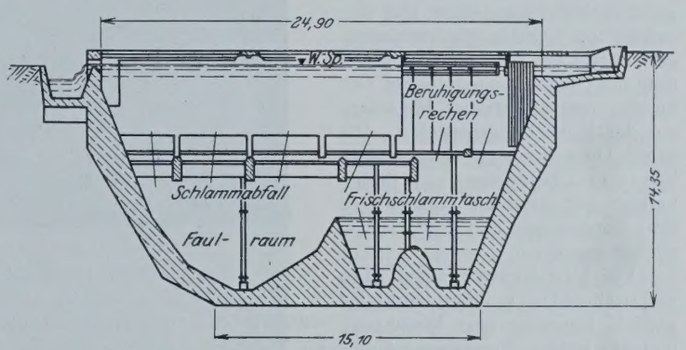
Die Ausgleichbecken auf dem linken und rechten Isarufer dienen zum Ausgleich der tagsüber ungleichmäßig anfallenden Abwassermengen. Die Becken wurden in langgestreckter Form als Betongerinne mit etwa 1300 m Länge und rd. 70000 m³ Fassungsvermögen vorgesehen und werden deshalb mit geringer Geschwindigkeit gleichmäßig vom Klärwasser durchströmt, so daß Faulerscheinungen in den Becken ausgeschlossen sind. Gleichzeitig wurde so der Vorteil erreicht, daß die sonst notwendig gewesene Fortleitung des Abwassers in Gerinnen oder geschlossenem Rohr von 1500 m Länge in Wegfall kam. Die Sohle der Becken ist derart gestaltet, daß bei abgesenktem Wasserspiegel eine Geschwindigkeit von 0,90 m/Sek. noch auftritt, so daß etwa vorhandene Ablagerungen, die nicht oder nur in beschränktem Maße auftreten können — man vergleiche die Geschwindigkeit im gestauten Ausgleichbecken = 0,13 m/Sek. und die



Lageplan der Kläranlage.



Schnitt durch den Faulraum.



Schnitt durch die Frischschlammtaschen.

Abb. 43. Längenschnitt durch das Klärbecken.

Betriebskosten verursacht, das selbsttätige Ableiten des Schlammes vom Absitzbecken zum Schlammraum eine nicht zu umgehende Voraussetzung ist. Etwaigen Bedenken bezüglich des Übertretens von Faulwasser in das Absitzbecken und damit einer Verunreinigung des Ablaufwassers wurde dadurch begegnet, daß ein zwangläufiger Durchfluß von Wasser aus dem Absitzbecken durch den Faulraum hindurch in ein „Faulwasserbecken" zum Ablauf der Kläranlage nach dem Patent der ausführenden Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh., Niederlassung Nürnberg, vorgesehen wurde. Ein Rückströmen des durch den absinkenden Schlamm verdrängten Faulwassers aus dem Faulraum zum Absitzbecken erscheint bei dieser Vorrichtung ausgeschlossen. Sie bringt außerdem den erwünschten Vorteil der ständigen Erneuerung des über dem Schlamm stehenden Faulwassers, so daß ein schnelleres Ausfaulen und damit eine beschleunigte Schlammzehrung zu erwarten sind.

Es darf mit einem täglichen Anfall von rd. 400 m³ Frischschlamm oder von rd. 70 m³ ausgefaulten und getrockneten Schlammes gerechnet werden. Der Schlammtrockenplatz besteht aus 20 Feldern mit je 570 m² Fläche = 11400 m² Gesamtfläche. Die Sohle aus einer 30 cm starken Kiesschicht mit dünner Sandauflage hat Drainagerohre zum Ableiten durchsickernden Schlammwassers nach einem kleinen danebenliegenden Rieselfelde. Ein Bagger besorgt die Herausnahme des Schlammes. Der ausführenden Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, stand in allen klärtechnischen Fragen die Firma „Städtehygiene & Wasserbau" G. m. b. H., Geschwindigkeit im Klärbecken = 0,007 m/Sek. — auf einfache Weise stets wieder abgeschwemmt werden.

Der Isardücker von rd. 145 m Länge dient zur Verbindung des linkseitigen mit dem rechtseitigen Ausgleichbecken und besteht aus zwei schmiedeisernen Rohren von je 1,8 m Durchmesser und 10 mm Wandstärke mit überlappt geschweißten Längsnähten und sich verjüngenden Nietmuffenverbindungen. Die Rohre sind etwa 1 m stark mit Beton ummantelt und mit den notwendigen Nebeneinrichtungen, wie Entleerungsschächten und beiderseitigen Abschlußschützen, versehen. Durch letztere ist es möglich, Geschwindigkeiten von 0,5 bis 1,6 m/Sek. je nach Bedarf in den Rohren zu erzeugen, um etwa auftretende Ablagerungen beseitigen zu können. Die Lage der Bauanlagen links und rechts der Isar ließ eine Verbindung beider Ufer durch eine Brücke als notwendig erscheinen, weshalb das massige Bauwerk des Dückers Pfeileraufbauten erhielt, auf die die Abstützung einer Brücke (Abb. 44) in Eisenbetonkonstruktion mit 4,5 m l. W. zwischen den Geländern möglich war. Mit Rücksicht auf etwaige Senkungen des langen Dückerbauwerkes, sowie bei Temperaturschwankungen auftretende Längenänderungen der insgesamt etwa 100 m langen Brückenträger wurden die Pfeiler als Pendelpfeiler 0,30 m stark, die eigentliche Tragkonstruktion als Kragbalken mit eingehängten beiderseits frei auffliegenden Balken ausgebildet. Die gelenkartig hergestellten Auflager der Pfeiler und Balken erhielten Bleieinlagen mit beiderseits angeordneten Korkplatten. Die Pfeiler bekamen zur Sicherung gegen Stöße

antreibender Gegenstände entsprechende Verankerungen aus starken Profileisen, die an den Auflagern als Federbleche ausgebildet sind. Bei niedrigen Wasserständen sind letztere zugänglich.

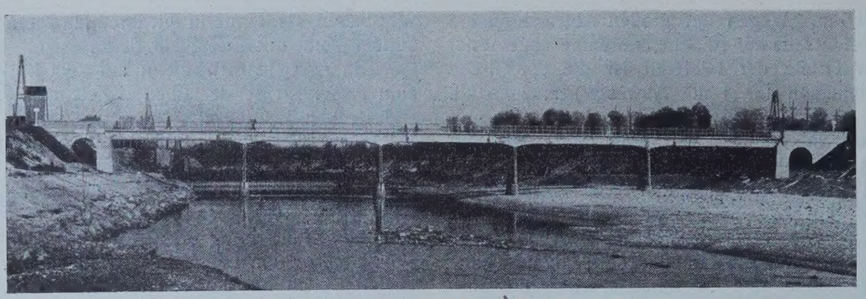


Abb. 44. Eisenbetonbrücke über die Isar mit Pendelpfeilern und Gelenken. Oktober 1925.

Im Hauptpumpwerk, das aus der 60 kV-Leitung der „Mittlere Isar" A.-G. gespeist wird, kommen sechs Zentrifugalpumpen zur Aufstellung. Je zwei Pumpen mit einem Elektromotor sind zu einer Gruppe zusammengefaßt, so daß also drei derartige Maschinensätze vorhanden sind. Zur Erzeugung der Motorenspannung von 5000 V sind zwei Transformatoren vorgesehen, von denen gleichzeitig ein Abzweig zum Gebiet der Kläranlage führt. Zwei weitere kleinere Transformatoren sorgen für die Erzeugung der für die Nebenbetriebe notwendigen Niederspannung. Zur Verteilung und Fortleitung der elektrischen Energie im Pumpwerk selbst dient eine Hoch- und Niederspannungsschaltanlage. Die Pumpen dienen zur Förderung der vorgeklärten Abwässer — also der Jauche, die noch feinstverteilte Schwebestoffe enthält — auf das 10 m höher gelegene steile Ostufer des Isartalrandes und zur Weiterbeförderung nach dem Werkkanal und den Fischteichen. Sie sind imstande, $6 \cdot 1{,}23 = 7{,}38$ m³/Sek. zu heben (Abb. 45).

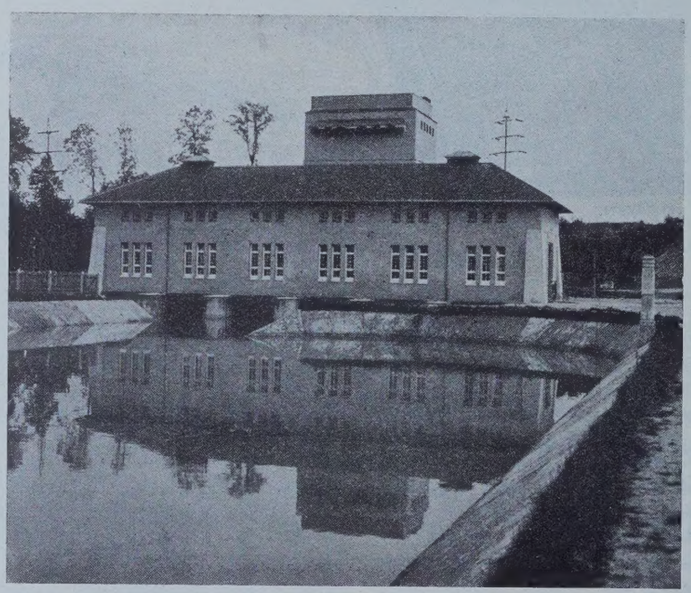


Abb. 45. Ausgleichbecken rechts der Isar mit Blick auf das Hauptpumpwerk September 1925.

Die anschließende Druckrohrleitung (Abb. 46) besitzt ansehnliche Ausmaße, ist rd. 1,4 km lang und hat einen Durchmesser von 2 m l. l. Sie ist in gleicher Weise wie die Dückerleitung aus schmiedeisernen Rohren mit überlappt geschweißten Längsnähten und sich verjüngenden Nietmuffenverbindungen hergestellt, die eine Verringerung des Durchflußquerschnittes vermeiden und ein rasches Montieren auf der Baustelle gestatteten. Die ganze Leitung ist mit durchschnittlich 1 m Überdeckung im Boden verlegt und weist die notwendigen Be-, Entlüftungs- und Entleerungseinrichtungen auf.

Die Druckrohrbrücke. Die vorerwähnte Druckrohrleitung kreuzt südlich Ismaning den Werkkanal. Wegen der Untergrundverhältnisse und des hohen Grundwasserstandes am Rande des Erdinger Mooses war eine Unterdückerung nicht zweckmäßig. Das Druckrohr wurde deshalb über den Werkkanal geführt, und zwar im Hinblick auf die Möglichkeit des Verdrehens oder Senkens der Widerlager mit Hilfe eines 4,3 m breiten Dreigelenkbogens mit einer Spannweite von 28,4 m (Abb. 47).

Die Fischteiche, die im zweiten Ausbau herzustellen sind, werden zusammen mit dem zweiten Ausbau der Wasserkraftanlage in Angriff genommen, wenn der dann gleichzeitig herzustellende Abfanggraben, der das Grundwasser des Erdinger Mooses zur Wasserkraftnutzung mitheranzieht, ausgeführt wird, da letzterer die Erdmassen für die Dämme der Fischteichanlage liefert. Die Ausführung des zweiten Teiles des Bauprogrammes ist in erster Linie von der weiteren Entwicklung der wirtschaftlichen Verhältnisse abhängig. Die Fischteiche sollen eine Fläche von 233 ha umfassen; eine Erweiterung auf 323 ha ist möglich. In den Fischteichen wird das Abwasser unter Zusatz von 18 m³/Sek. Frischwasser aus dem Werkkanal biologisch gereinigt. Hierbei werden jährlich etwa 2330 Ztr. Fischfleisch und 1165 Ztr. Entenfleisch gewonnen.

Das biologisch einwandfrei gereinigte Abflußwasser aus den Fischteichen wird dann zusammen mit dem Grundwasser des Erdinger Mooses in einem gemeinsamen Kanal, dem „Vorfluter", dem ersten Kraftwerk zugeleitet und durchfällt — wie bereits oben erwähnt — mit dem Werkkanalwasser vereinigt sämtliche Kraftstufen des Wasserkraftunternehmens der „Mittlere Isar" A.-G. mit rd. 83 m Gefälle. Es wird auf diese Weise zu Kraftzwecken ausgenutzt und bildet infolge seiner Stetigkeit mit dem Grundwasser zusammen eine erwünschte Zugabe zur Betriebswassermenge des Werkkanals. Die Kraftgewinnung aus dem Abwasser beträgt voraussichtlich 3 150 000 kWh jährlich.

Durch die Abgabe geklärter Abwässer aus der Druckrohrleitung ist es möglich, beim Vollausbau rd. 15 000 ha Berieselungs- bezw. Beregnungsfläche in der Nähe dieser Leitung anzuschließen.

Die weiter geplante größere Ausnutzung der Abwässer durch Berieselung und Verregnung der Klärwässer, sowie die Verwendung des fallweise aus Feinmüll und Frisch- oder Faulschlamm hergestellten Mengedüngers zur Auferdung von Ödflächen ist ebenfalls vorgesehen und die Möglichkeit ihrer Durchführung durch entsprechende Ausgestaltung der einzelnen Bauwerke berücksichtigt; ihre Verwirklichung ist jedoch ebenfalls von der weiteren Gestaltung der allgemeinen Wirtschaftslage abhängig.

Klärtechnische Anlagen sollen hinsichtlich ihrer Nutzung den örtlichen und zeitlichen Bedürfnissen jeweils ohne größere Umstellung angepaßt werden können. Die in der Kläranlage anfallenden Erzeugnisse sind Faul- oder Frischschlamm und Klärwasser (Jauche). Sie ent-

Abb. 46. Druckrohrleitung mit Druckrohrbrücke im Hintergrunde. Januar 1925.

Abb. 47. Druckrohrbrücke über den Werkkanal der „Mittleren Isar" A.-G. mit beiderseitigen Abwasserausläufen. Oktober 1925.

halten zwar die wertvollsten Pflanzennährstoffe, jedoch nicht in solcher Form, Verarbeitung und Menge, daß sich große Transporte lohnen würden. Sie sind also vor allem in nächster Umgebung der Kläranlage in landwirtschaftlichen Betrieben unterzubringen. Auf örtliche Verhältnisse ist demnach in weitgehendem Maße Rücksicht zu nehmen. Bei der Münchener Kläranlage kann vorerst Faulschlamm erzeugt werden, welches Verfahren bekanntlich die geringsten Mengen Schlamm liefert. Er kann auf den zunächst zur Verfügung stehenden, bereits landwirtschaftlich genutzten Flächen bei Großlappen untergebracht werden. Außerdem wird nach Bedarf noch Schlamm an die Landwirte und Gärtnereien abgegeben werden können. Sollte es möglich sein, noch größere Flächen (Fröttmaninger und Garchinger Heide) bereitzustellen, so kann infolge der vorgesehenen Einrichtungen der Kläranlage ohne weiteres zur größere Düngermengen liefernden Frischschlamm- und schließlich zur Mengedüngererzeugung übergegangen werden.

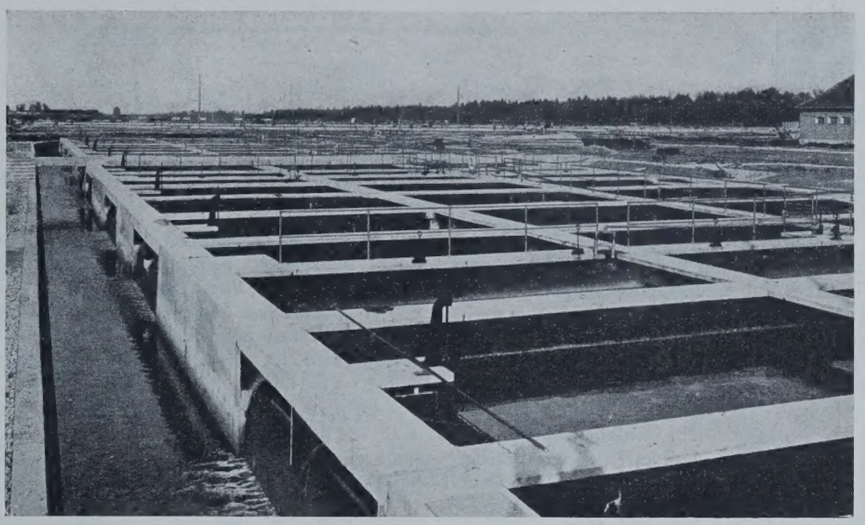


Abb. 48. Vier Becken der Kläranlage in Betrieb. (Rechts das Schlammpumpenhaus.) Oktober 1925.

Wie bereits erwähnt, handelt es sich um große Mengen Schlamm, deren restlose Unterbringung möglich sein muß. Beabsichtigt ist, Handarbeit, soweit als angängig, auszuschließen und mit Hilfe von Schlammbaggern, Traktoren und Spezialstreumaschinen zunächst den Faulschlamm, der in seinem Düngerwert dem Stalldünger mindestens ebenbürtig ist, in dünner Schicht von 1 bis 2 cm auf den Feldern auszubreiten.[1]) Nach den bisher gemachten Erfahrungen können mit Faulschlamm jährlich mindestens 400 Tagwerk reichlich gedüngt werden, besonders dann, wenn noch eine Beidüngung mit Kali stattfindet. Bei Verwendung von Mengedünger können jährlich noch größere Flächen, und zwar 1000 Tagwerk und mehr, je nach dem Grade der durchgeführten Hausmüllabsiebung und Verwendung von Frisch- oder Faulschlamm mit den für eine Volldüngung notwendigen Pflanzennährstoffen versehen werden.

Ferner besteht die technische Möglichkeit, wenn etwa allmählich durch Auferden eine stärkere Ackerkrume auf den Kiesböden unterhalb Münchens erzeugt werden sollte, den Frischschlamm in geringer Menge und in wässeriger Form aufzubringen, wie dies mit Erfolg in Mannheim seit Jahren durchgeführt wird. Die Nährstoffe werden dort so vollständig verbraucht, daß sich seit 17 Jahren keine merkliche Verstärkung der Ackerkrume gezeigt hat.

Wie hieraus hervorgeht, ist vorgesehen, das Abwasser sowie seine Schlammstoffe und die aus diesen hergestellten Erzeugnisse in weitgehender Weise und entsprechend den jeweiligen Bedürfnissen zu verwenden.

An der Herstellung der oben beschriebenen umfangreichen Bauanlagen für die Kläranlage und bei Beseitigung der Klärerzeugnisse sowie der geklärten Abwässer waren über 100 Firmen beteiligt. Von größeren Tiefbauarbeiten führten aus:

Dyckerhoff & Widmann A.-G., Nürnberg-München, die Kläranlage mit linkseitigem Langbecken und Isarbrücke, (Klärtechnische Beratung: Städtehygiene und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden), Leonhard Moll, München, den Isardücker, das rechtseitige Langbecken und das Hauptpumpwerk.

Die Betonmassen von Kläranlage, Hauptpumpwerk und Dücker betrugen zusammen 54 300 m³.

Die Inbetriebnahme der ersten vier Klärbecken (Abb. 48) fand anfangs Juni 1925 statt. Entsprechend dem Baufortschritt wurden weitere Klärbecken mit Abwasser beschickt, und im Laufe des Monats Dezember 1925 wurden sämtliche Becken in Betrieb genommen. Soweit die bisher gemachten Erfahrungen ein Urteil zulassen, entsprechen die allgemeine Anordnung, die Größenbemessung und die verwendeten Einzelkonstruktionen voll den Erwartungen.

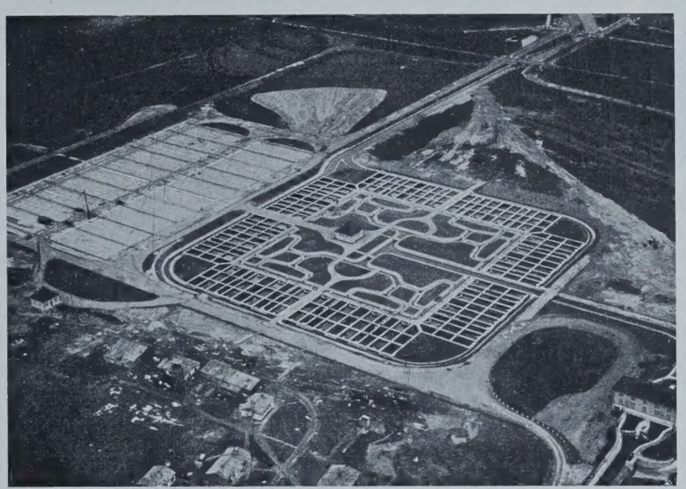


Abb. 49. Die neue Münchener Kläranlage. (Flugzeugaufnahme.)

[1]) Siehe Oberregierungsrat Lang, „Versuche über die Wirkung von Mengedünger und Feinmüll", Praktische Blätter der Bayer. Landesanstalt für Pflanzenbau und Pflanzenschutz, Jahrg. 1923, Heft 6/7.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Ent- und Bewässerung der hamburgischen Marschniederungen.

Von Oberbaurat **Schwoon**, Hamburg.

A. Allgemeines.

In den hamburgischen Marschniederungen ist vor kurzem ein groß angelegtes Kulturwerk seiner teilweisen Vollendung entgegengeführt: die staatlich eingerichtete Ent- und Bewässerung der hamburgischen Marsch- und Vierlande, die, südöstlich von Hamburg, an der Elbe gelegen, bekanntlich die hauptsächlichste Versorgung Hamburgs mit Gemüse und sonstigen Landesprodukten wahrzunehmen haben.

Abb. 1. Alte Entwässerungsmühle.

Es handelt sich um ein Gebiet, das vor Jahrhunderten durch allseitige Eindeichung den Überschwemmungen durch die Elbe und ihre Nebenarme, vorwiegend die sogenannte Doveelbe und die Goseelbe, entzogen worden ist. Das eingedeichte Land liegt aber naturgemäß so niedrig, daß es trotz der Eindeichung in nassen Sommern erheblich unter Wasserandrang zu leiden hatte, denn eine natürliche Entwässerung war nur zu Zeiten des Niedrigwassers in die unter Ebbe und Flut stehenden Nebenarme der Elbe möglich. Das hat die Bewohner schon frühzeitig dazu geführt, diese natürliche Entwässerung durch eine künstliche zu ergänzen, und daraus sind die Schöpfmühlen, die in früheren Zeiten das Landschaftsbild so malerisch belebten, allerorten in den hamburgischen Elbniederungen entstanden. Fast alle diese Mühlen sind inzwischen verfallen oder abgebrochen; eine der wenigen noch vorhandenen zeigt Abb. 1.

Fast jeder größere Hof besaß eine solche vom Winde getriebene Schöpfmühle; sie wurden im Binnenlande an den Deichen entlang errichtet und pumpten das Wasser aus den an sie herangeführten Sammelgräben in ein beiderseitig eingedeichtes Mühlengerinne, das durch sogenannte Deichsiele unter den Deichen hindurch das geschöpfte Wasser den Flußläufen zuführte. Die Hebung des Wassers aus den Sammelgräben besorgten die kleinen Windmühlen durch hölzerne Wasserschnecken, die eine Förderhöhe von etwa 1 m ermöglichten. Sobald die Außenwasserstände den Spiegel der Mühlengerinne überstiegen, schlossen sich die Klappen der Deichsiele selbsttätig, und nun war jegliche Entwässerungsmöglichkeit bis zum Wiedereintreten günstigerer Verhältnisse unterbunden. Das war auch so, wenn, wie es häufig der Fall ist, nach ausgiebigen Regenfällen Windstille eintrat. Dann versagten die Schöpfmühlen gerade zu einer Zeit, wo sie am nötigsten gebraucht wurden.

Die Anordnung dieser hofweisen Entwässerung durch eine Mühle mit den dazugehörigen Einrichtungen ist in Abb. 2 schematisch dargestellt.

Im Laufe der Zeit durchgeführte Elberegulierungen und systematische Baggerungen haben dann auf die Entwässerungsverhältnisse der hier fraglichen Gegend verbessernd eingewirkt und den Verfall der meisten, kostspielig zu unterhaltenden Mühlen verursacht; immerhin aber war die Wirkung dieser Regulierungsarbeiten in der Elbe nicht so durchgreifend, daß dadurch eine künstliche Melioration überflüssig geworden wäre, besonders wo in der jetzigen schweren Zeit alles darangesetzt werden muß, die Erzeugungsfähigkeit des Landes zu heben.

Diese Verhältnisse haben schon seit langer Zeit die Notwendigkeit hervortreten lassen, an Stelle der unvollkommenen Schöpfmühlen eine von Wind und Wetter unabhängige künstliche Landentwässerung zu schaffen.

Ein weiteres Bedürfnis, das dem bisher Besprochenen schroff gegenübersteht, hat sich aus der Tatsache ergeben, daß in trockenen Sommern die bisherigen, das Land durchziehenden Gräben so weit austrocknen, daß sie nicht einmal genug Wasser zum Tränken des Viehes enthalten, geschweige denn eine genügende Durchfeuchtung des Bodens für den Gemüse- und Ackerbau gewährleisten.

In solchen regenarmen Zeiten ist erfahrungsgemäß infolge der in der Regel gleichzeitig damit zusammenfallenden Ostwinde auch das Wasser in der Elbe und ihren Nebenarmen am niedrigsten. Es zeigt sich also, daß die Bedürfnisse und die natürlichen Möglichkeiten zu ihrer Befriedigung stets im Widerspruche miteinander stehen: wenn am meisten Wasser gebraucht wird, ist es nicht vorhanden; wenn am wenigsten gebraucht wird, liefert es die Natur im Überfluß.

Es mußte daher von vornherein neben den Belangen der Entwässerung auch auf die Herstellung systematischer Bewässerungsmöglichkeiten Rücksicht genommen werden. Wie das im einzelnen durchgeführt ist, wird bei der Besprechung der Pumpwerke erläutert werden.

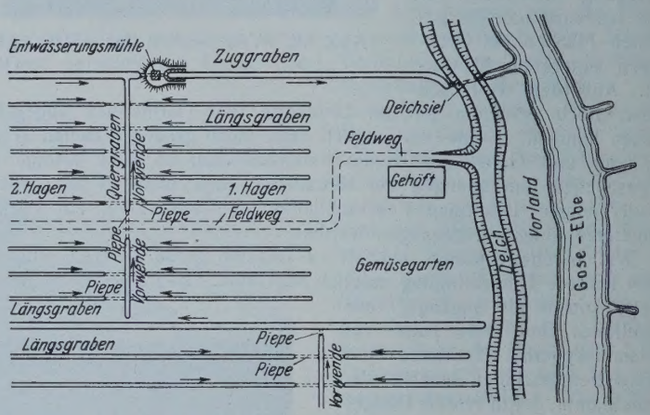


Abb. 2. Schematische Darstellung der Entwässerung eines Gehöftes in Vierlanden.

Das Gebiet, um das es sich hier handelt (s. Abb. 3), wird südlich vom Elbstrome und nördlich von der Doveelbe begrenzt; es umfaßt die hamburgischen Landgemeinden Spadenland, Tatenberg, Ochsenwärder, Kirchwärder, Reitbrook, Neuengamme und Krauel. Es hat eine Größe von rd. 6000 ha. Dieses ganze Gebiet hat bisher schon mit geringen Ausnahmen in die Goseelbe entwässert, so daß es sich von selbst ergab, auch für die künstliche Entwässerung die Goseelbe als Vorfluter zu benutzen, allein schon aus dem Grunde, um die durch die Umstellung erforderlichen Veränderungen der vorhandenen Entwässerungsanlagen auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Es galt nun zunächst, die bisherigen zahlreichen Einzelentwässerungen so zusammenzufassen, daß das abzupumpende Wasser nicht allzu große Wege zu durchfließen hat, die zu schaffenden Kanalprofile also innerhalb erträglicher Grenzen bleiben. Eine Zusammenfassung des Gesamtgebietes und seine Verweisung auf eine einzige Pumpenanlage erschien von vornherein, einmal wegen der beträchtlichen Flächengröße an sich, dann aber auch wegen seiner hierfür recht ungünstigen Abgrenzungen ausgeschlossen. Die Grundform bildet nahezu ein gleichschenkliges Dreieck, dessen Grundlinie etwa ein Drittel seiner Höhe beträgt und das der Länge nach durch die Goseelbe in zwei gleiche Teile geteilt wird. Aber auch diese natürlich gegebene Unterteilung allein durch die Goseelbe erwies sich als noch nicht ausreichend, vielmehr führte das eingehende Studium der örtlichen Verhältnisse dazu, beide Unterteile noch wieder in je zwei Teilgebiete zu zerlegen, und so entstanden die vier Entwässerungsgebiete:

1. Ochsenwärder mit Spadenland und Tatenberg, 1560 ha groß;
2. Kirchwärder, 1990 ha groß;
3. Reitbrook, 700 ha groß;
4. Neuengamme mit Krauel, 1780 ha groß (vergl. hierzu den Übersichtsplan, Abb. 3).

Die Grundlagen für die Bemessung des Grabensystems und der Pumpwerke sind folgende:

Es ist mit einem schweren Landregen, der innerhalb 24 Stunden eine Regenhöhe von 55 mm erreicht, gerechnet worden. Von dieser Regenmenge wird durch Verdunstung und Versickerung in den Boden $^1/_3$ aufgezehrt. Die übrigen $^2/_3$ sollen innerhalb eines Zeitraumes von 4×24 Stunden, von Beginn des Regens ab gerechnet, in die Gräben gelangen und von den Pumpen wieder beseitigt werden. Das ergibt eine durchschnittliche Zuflußmenge von $\frac{2 \cdot 55 \cdot 10\,000}{3 \cdot 4 \cdot 24 \cdot 3600} = 1{,}06$ l/Sek. ha. Diese

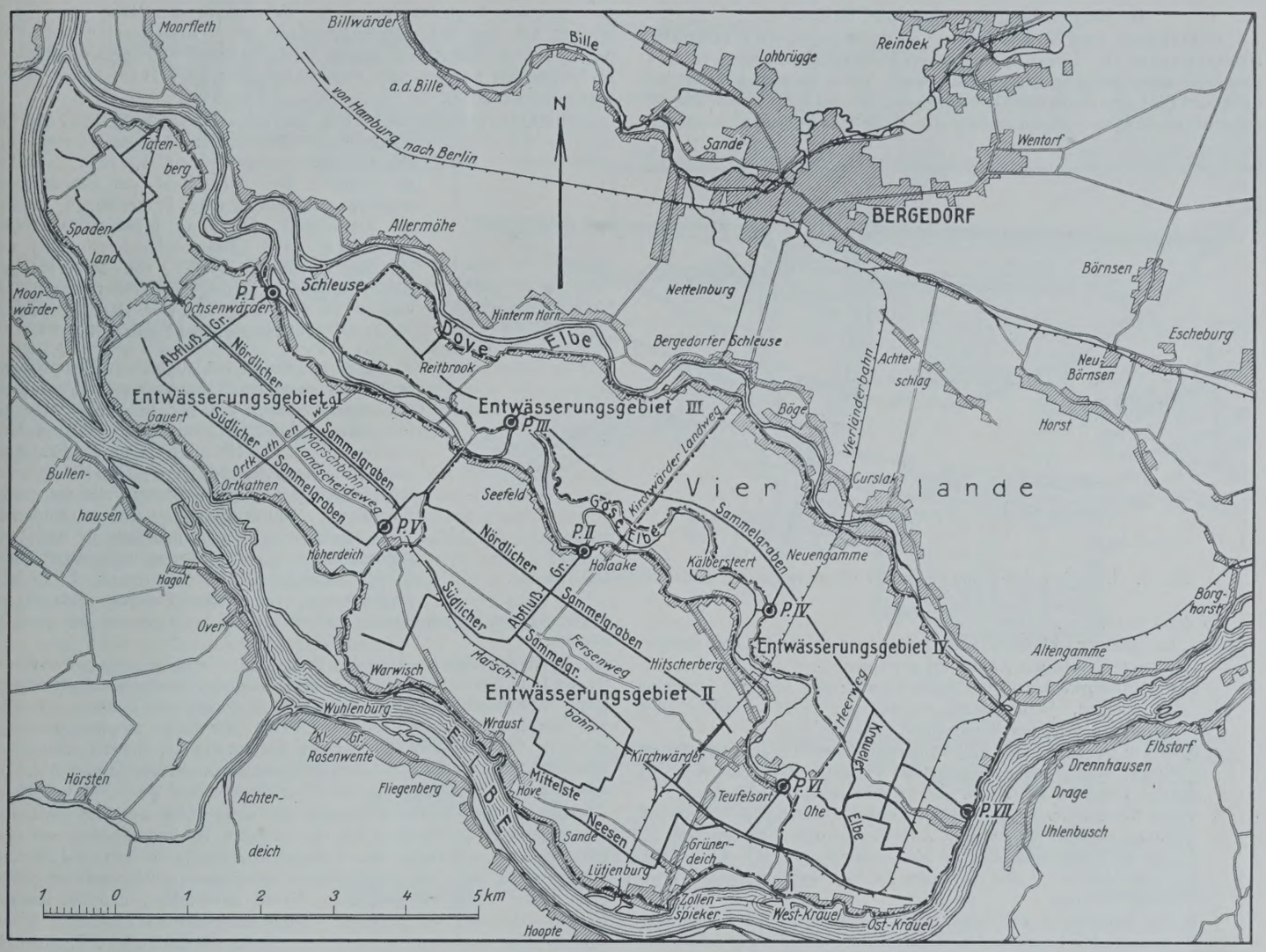


Abb. 3. Übersichtsplan des Meliorationsgebietes.

Menge ist mit Rücksicht darauf, daß in den Marschniederungen erfahrungsgemäß eine gewisse Wassermenge von den Flüssen unter den Deichen hindurch in das Binnenland durchdringt (das sog. Kuwerwasser), auf 1,2 l/Sek. erhöht worden. Das ist die grundlegende Zahl, mit der alle Berechnungen durchgeführt wurden.

Jedes der genannten vier Gebiete soll in die Goseelbe entwässern, und um dies in möglichst wirtschaftlicher Weise, d. h. mit einem Mindestmaß von Pumpleistungen durchführen zu können, mußte der hierfür in Frage kommende Teil dieses Flußlaufes, der im Osten des Gebietes entspringt und in die Doveelbe mündet, dem Einflusse der Gezeiten entzogen werden. Zu diesem Zwecke ist an der auf dem Übersichtsplane ersichtlichen Stelle eine Schiffahrtschleuse errichtet worden, die daneben auch noch einer wesentlichen Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse und in hohem Maße auch der Gewinnung von Land für Kulturzwecke dient, das bisher als Außendeichland regelmäßigen Überflutungen ausgesetzt und daher ziemlich wertlos war.

Über Einzelheiten dieses Schleusenbaues wird weiter unten noch ausführlich berichtet werden.

Die Wasserstände der Goseelbe, die normal zwischen etwa + 3,00 und + 5,10 über Hamburger Null (HN) schwanken — bei Berücksichtigung der niedrigsten Ebben und der höchsten bisher bekannten Sturmfluten sogar zwischen etwa + 1,50 und + 8,70 über HN — sollen durch die Abschleusung so geregelt werden, daß ihre höchsten Schwankungen 50 cm nicht überschreiten, und zwar zwischen den Höhen + 4,60 und 5,10 über HN. Zu den Höhenangaben bezogen auf HN sei bemerkt, daß sie 3,54 m über Normal-Null (NN) liegen.

Jedes der vier Entwässerungsgebiete ist auf je ein Entwässerungspumpwerk angewiesen. Es sind also vier solcher Pumpwerke vorhanden. Diese Entwässerungspumpwerke sind so eingerichtet, daß sie auch als Bewässerungspumpen benutzt werden können, und zwar geschieht das mittels der später näher erläuterten Wechselschieber. Einzelne besonders hochgelegene Gebiete, in die das für die Bewässerung erforderliche Wasser von diesen Pumpwerken aus nicht mehr hinaufgeschafft werden kann, haben noch mit besonderen Bewässerungspumpwerken versehen müssen, und zwar sind deren im ganzen drei vorgesehen.

Die vier Entwässerungspumpwerke liegen sämtlich an der Goseelbe, während von den Bewässerungspumpwerken eines, und zwar das für die hochgelegenen Gebiete Ochsenwärders bestimmte, mitten im Lande an dem sog. Sandbrack angeordnet ist, das aber auch durch einen Graben mit der Goseelbe in Verbindung steht, ein weiteres liegt am Elbstern ganz im Osten des Bezirkes für die Bewässerung der hochgelegenen Gebiete von Neuengamme und Krauel und das dritte an der Goseelbe zur Bewässerung der hochgelegenen Teile Kirchwärders.

Im ganzen sind also sieben Pumpwerke vorhanden, von denen zwei noch im Bau sind. Ihre Sonderaufgaben und danach gestalteten Sondereinrichtungen sollen im nachstehenden kurz erläutert werden.

Dem Grunde nach sind die der Entwässerung dienenden Einzelpumpwerke der genannten vier Entwässerungsgebiete einander gleich. Ihre zum Teil recht beträchtlichen Abweichungen voneinander sind bedingt durch ihre örtliche Lage, durch die verschiedenen Größen der Einzelgebiete und durch die Höhenverhältnisse des betreffenden Teilgebietes.

Die Abschleusung der Goseelbe hat nun aber auch zur Folge, daß bei lange andauernden hohen Außenwasserständen in der freien, nicht abgeschleusten Goseelbe leicht eine Überspannung der den Schöpfwerken als Vorfluter dienenden abgeschleusten Goseelbe eintreten kann. Dem ist einmal schon dadurch Rechnung getragen, daß, wie erwähnt, der Vorfluter bis zu 50 cm über seinen normalen Spiegel angestaut werden kann. Da dies jedoch allein nicht ausreicht, so mußte auf eine künstlich zu schaffende wirksame Entlastung des Vorfluters Rücksicht genommen werden. Zu diesem Zwecke ist mit dem Entwässerungspumpwerke für Ochsenwärder ein Überschöpfwerk verbunden worden.

Soweit die Wasserstandsverhältnisse in der abgeschleusten und in der freien Goseelbe es zulassen, ist natürlich auch darauf Bedacht genommen, Wasser aus dem Entwässerungsgebiete sowohl in die freie Goseelbe, als auch Bewässerungswasser aus der freien Goseelbe in das Land hineinzulassen.

B. Besprechung der einzelnen Bauwerke.

a) Das Ent- und Bewässerungswerk in Ochsenwärder nebst Überschöpfwerk. Dieses mit Pumpwerk I bezeichnete Bauwerk (Abb. 4) vermittelt den Übergang des abgeschleusten Teiles nach dem freien, der Ebbe und Flut unterworfenen Teile der Goseelbe. Es hat, wie sich aus den vorstehenden Angaben ergibt, eine ganze Reihe von Aufgaben zu erfüllen.

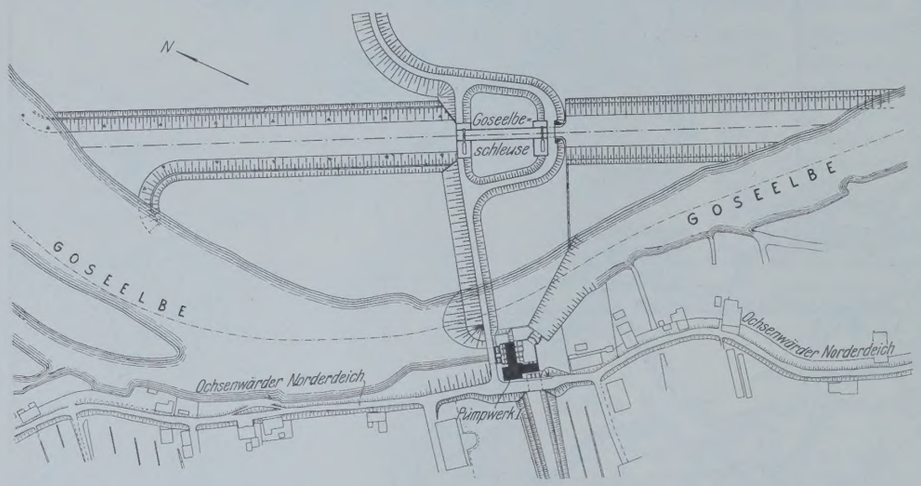


Abb. 4. Lageplan des Pumpwerks I in Ochsenwärder und der Schiffahrtschleuse.

Es dient dazu,

1. bei niedrigen Wasserständen in der freien Goseelbe dem Binnenwasser natürlichen Abfluß zu gewähren,
2. das Binnenwasser in die abgeschleuste oder die freie Goseelbe zu pumpen, je nachdem, welcher der beiden Vorfluter den jeweilig niedrigsten Wasserstand aufweist,
3. den Wasserstand der abgeschleusten Goseelbe auf natürlichem Wege, d. h. ohne Betätigung der Pumpen durch Abfluß in die freie Goseelbe zu regeln. Wenn dies nicht möglich ist,
4. das Wasser der abgeschleusten Goseelbe durch die Überschöpfpumpen gegen die höheren Außenwasserstände zu pumpen,
5. aus der freien Goseelbe bei Wasserständen unter + 4,60 in den abgeschleusten Vorfluter Wasser für Bewässerungszwecke überzupumpen und
6. das Binnenland auf natürlichem Wege (also ohne zu pumpen) je nach den herrschenden Wasserständen aus der abgeschleusten oder aus der freien Goseelbe bewässern zu können.

Die Erfüllung dieser Aufgaben machte die Anlage zweier getrennter Pumpengruppen erforderlich, deren eine, das Überschöpfwerk, der Regulierung der abgeschleusten Goseelbe dient, während die zweite Gruppe das zu dem Pumpwerke gehörige Hinterland von Ochsenwärder, Tatenberg und Spadenland zu entwässern hat.

Zu der ersten Gruppe (Überschöpfwerk) ist im einzelnen folgendes zu sagen:

Der normale Wasserstand der abgeschleusten Goseelbe soll, wie bereits erwähnt, auf + 4,60 über HN gehalten werden und im Höchstfalle auf + 5,10 ansteigen. Die Pumpen des Überschöpfwerkes sollen ihre Tätigkeit beginnen, wenn der Wasserstand die Höhe von + 4,70 erreicht hat, und der Außenwasserstand der freien Goseelbe höher ist. Sie sollen im Höchstfalle gegen einen höchsten Außenwasserstand von + 7,0 pumpen können, weil Sturmfluten über diese Höhe hinaus selten vorkommen (Abb 5).

Das Überschöpfpumpwerk muß also im ungünstigsten Falle imstande sein, das Niederschlagwasser sämtlicher vier Entwässerungsgebiete in die freie Goseelbe zu fördern. Die auf Grund der Berechnungsangaben ermittelte größte Fördermenge beträgt rd. 7,6 m³/Sek., bei einer größten Förderhöhe von 2,30 m. Das Überschöpfwerk ist daher, um sich den verschieden großen, von der jeweiligen Niederschlaghöhe abhängigen Fördermengen anpassen zu können, in vier Pumpen von je 1900 l/Sek. Leistungsfähigkeit unterteilt.

Wird umgekehrt bei längeren Trockenperioden zur Bewässerung des Binnenlandes eine Auffüllung der abgeschleusten aus der freien Goseelbe erforderlich, so soll noch bei einem Außenwasserstande von + 2,0 HN die dauernde Erhaltung eines Binnenwasserstandes von + 4,6 HN gewährleistet werden, so daß in diesem Falle die größte Förderhöhe 2,60 m beträgt. Die zu fördernde Wassermenge ist hierbei natürlich je nach den Anforderungen der Bewässerung sehr verschieden; der Höchstbedarf ist nach Erfahrung zu 2,5 m³/Sek. angenommen, wofür zwei Pumpen reichlich genügen. Diese beiden Pumpen müssen also in beiden Richtungen pumpen können.

Damit ein sicheres Ansaugen der offenen Kreiselpumpen gewährleistet ist, sind sie etwas tiefer als der tiefste in Frage kommende Unterwasserstand angeordnet, und zwar die beiden letzterwähnten Pumpen auf + 1,8 und die beiden anderen auf + 4,2 HN. Es ist so möglich, die abgeschleuste Goseelbe mit vier Pumpen bis auf etwa + 4,3 HN abzusenken und mit zwei Pumpen von einem tiefsten Unterwasserstande von + 2,0 HN aufzufüllen. Die Bedienung des Überschöpfwerkes geschieht von Hand.

Der mittlere Außenwasserstand der unter Ebbe und Flut stehenden Goseelbe liegt auf etwa + 3,0, der mittlere Hochwasserstand auf etwa 5,10 über HN. Solange das Außenwasser die Höhe von + 4,70 nicht überschreitet, kann die abgeschleuste Goseelbe bei Überspannung über diese Höhe hinaus frei abfließen. Es ist zu ersehen, daß die von den Überschöpfpumpen zu leistende Förderhöhe schwankt zwischen 0 und 2,30 m. (Die höchste Höhe wird beim Außenwasserstande + 7,0 über HN erreicht.)

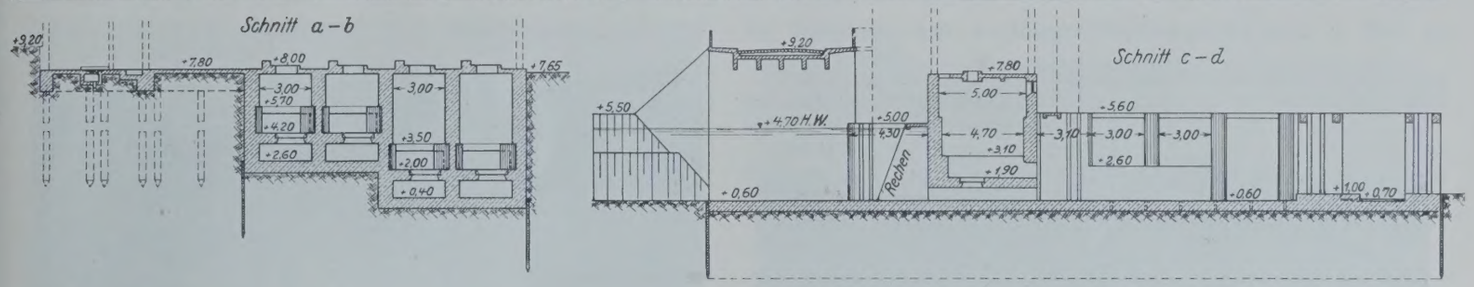
Die zweite, der Entwässerung des Ochsenwärder Hinterlandes dienende Pumpengruppe des Pumpwerks I ist mit selbstätiger Ein- und Ausschaltung versehen, die durch einen Schwimmer in Abhängigkeit vom Wasserstande des Zulaufgrabens geschieht. Selbstregistrierende Pegel zeichnen die Wasserstände der freien und der abgeschleusten Goseelbe sowie des Zulaufgrabens auf. Sämtliche Schwimmerschächte sind im Maschinenraume des Pumpgebäudes untergebracht.

Die von dieser Pumpengruppe zu leistende Höchstmenge beträgt 1,9 m³/Sek. Hierfür sind drei Pumpen von je 950 l/Sek. Leistungsfähigkeit vorgesehen, von denen mithin eine als Reserve dient. Die erste Pumpe soll einschalten, wenn der Binnenwasserstand die Ord. + 3,0 erreicht hat und wieder ausschalten, wenn sie das Wasser auf + 2,5 heruntergepumpt hat. Die zweite Pumpe schaltet erst ein, wenn der Binnenwasserstand trotz voller Leistung der ersten Pumpe bis auf + 3,1 weitergestiegen ist, und schaltet wieder aus, wenn der Wasserstand auf + 2,80 abgesenkt ist. Die hierbei zu überwindende Förderhöhe kann bis zu 2,60 m betragen, wenn nämlich der Grabenwasserstand auf + 2,50 und der Spiegel des abgeschleusten Vorfluters auf + 5,10 liegen.

Nähere Angaben über die Elektromotoren und Pumpen sowie über die für den selbsttätigen Betrieb erforderlichen Einrichtungen folgen später.

Die Lage, Anordnung und äußere Gestaltung des Pumpwerks ist aus Abb. 4 bis 6 zu ersehen. Zweckmäßigkeitsgründe führten zu dem Plan, das Bauwerk nicht binnendeichs, sondern außerhalb des Deiches in die Goseelbe hineinzubauen, eine Aufgabe, die bei der erforderlichen tiefen Gründung — die Unterkante der Fundamente mußte auf — 0,60 HN, d. h. 1,50 m unter der Flußsohle angeordnet werden — mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden war und noch dadurch erschwert wurde, daß an dieser Stelle ein von alters her bestehendes, erhebliche Wassermengen führendes Deichsiel vorhanden war. Solange als möglich wurde das von diesem Siele abgeführte Wasser durch die Baugrube der Goseelbe zugeleitet; im späteren Verlaufe mußte es aber abgedämmt und durch eine einstweilige Pumpenanlage, die das Wasser über den Deich der Goseelbe zuführte, ersetzt werden.

Abb. 6. Das Pumpgebäude des Pumpwerks I und des Überschöpfwerkes in Ochsenwärder.



Die Baugrube wurde in großem Umfange durch einen einstweiligen Fangedamm aus doppelten, je 15 cm starken Spundwänden mit Kleizwischenfüllung umschlossen und das Wasser alsdann mittels einer starken Grundwasserabsenkungsanlage abgepumpt. Hierzu war erforderlich der Einbau von zwei Brunnensystemen von je etwa 25 Brunnen von 20 cm ⌀, die bis zu einer Tiefe von — 8,0 m HN abgeteuft wurden. Später mußten diese beiden Anlagen zur Fundierung des Deichdurchlasses noch um ein weiteres Brunnensystem von sechs Brunnen ergänzt werden.

Betrieben wurde die Absenkungsanlage durch zwei elektrische Pumpen von je 35 PS.

Die Durchführung der Grundwasserabsenkung war nur möglich, wenn sich das Bett der Goseelbe als genügend wasserundurchlässig erwies, womit nach den Voruntersuchungen gerechnet werden durfte. Die so geplante Grundwasserbekämpfung ist denn auch voll gelungen, und die Undurchlässigkeit des Elbebettes erwies sich sehr einleuchtend dadurch, daß der normale Grundwasserstand bei der etwa 500 m hinter dem gegenüberliegenden Elbdeiche liegenden staatlichen Ziegelei um 1 bis 2 m gesenkt wurde. Das hier im Binnenlande befindliche Grundwasser wurde also unter der Goseelbe hindurch mitabgepumpt.

Die Bauausführung bot, nachdem so eine trockene Baugrube erzielt war, keine nennenswerten Schwierigkeiten mehr. Die Bauzeit für dieses Pumpwerk belief sich auf etwa zwei Jahre und umfaßte den Zeitraum der schwersten Inflation.

Die photographischen Aufnahmen (Abb. 7 bis 15) zeigen einige interessante Baustadien sowie das Innere des Maschinengebäudes mit den Motoren. Im 1. Stock des Maschinenhauses sind 3 Maschinistenwohnungen mit je 3 Zimmern und Küche eingebaut.

Bei der Ausführung der Pumpwerke, und zwar besonders der mit ihnen verbundenen Deichdurchlässe, war noch besonders darauf Rücksicht zu nehmen, daß in dem ganzen Entwässerungsgebiete die Deichkronen gleichzeitig die Verkehrswege sowohl für den Fußgänger- als auch für den Fuhrwerkverkehr bilden. Außer diesen Wegen sind bislang nur noch wenig ausgebaute Straßen vorhanden, was u. a. zur Folge hat, daß der Kraftwagenverkehr hier noch ganz allgemein verboten ist. Aber auch in dieser Hinsicht sind die Behörden eifrig dabei, wirksame Abhilfe zu schaffen. Bei der Ausführung der Pumpwerke mit den zu ihnen gehörigen Deichdurchbrüchen für die Herstellung der Durchlässe zum Anschluß an die Goseelbe mußten daher Maßnahmen zur einstweiligen Durchführung des Verkehrs getroffen werden, wobei mit Rücksicht auf die unerläßlich aufrechtzuerhaltende Deichsicherheit mit großer Sorgfalt vorzugehen war. Bei Pumpwerk I, wo die örtlichen Verhältnisse die Umleitung des Fuhrwerkverkehrs praktisch so gut wie unmöglich machten, mußte für den Bau

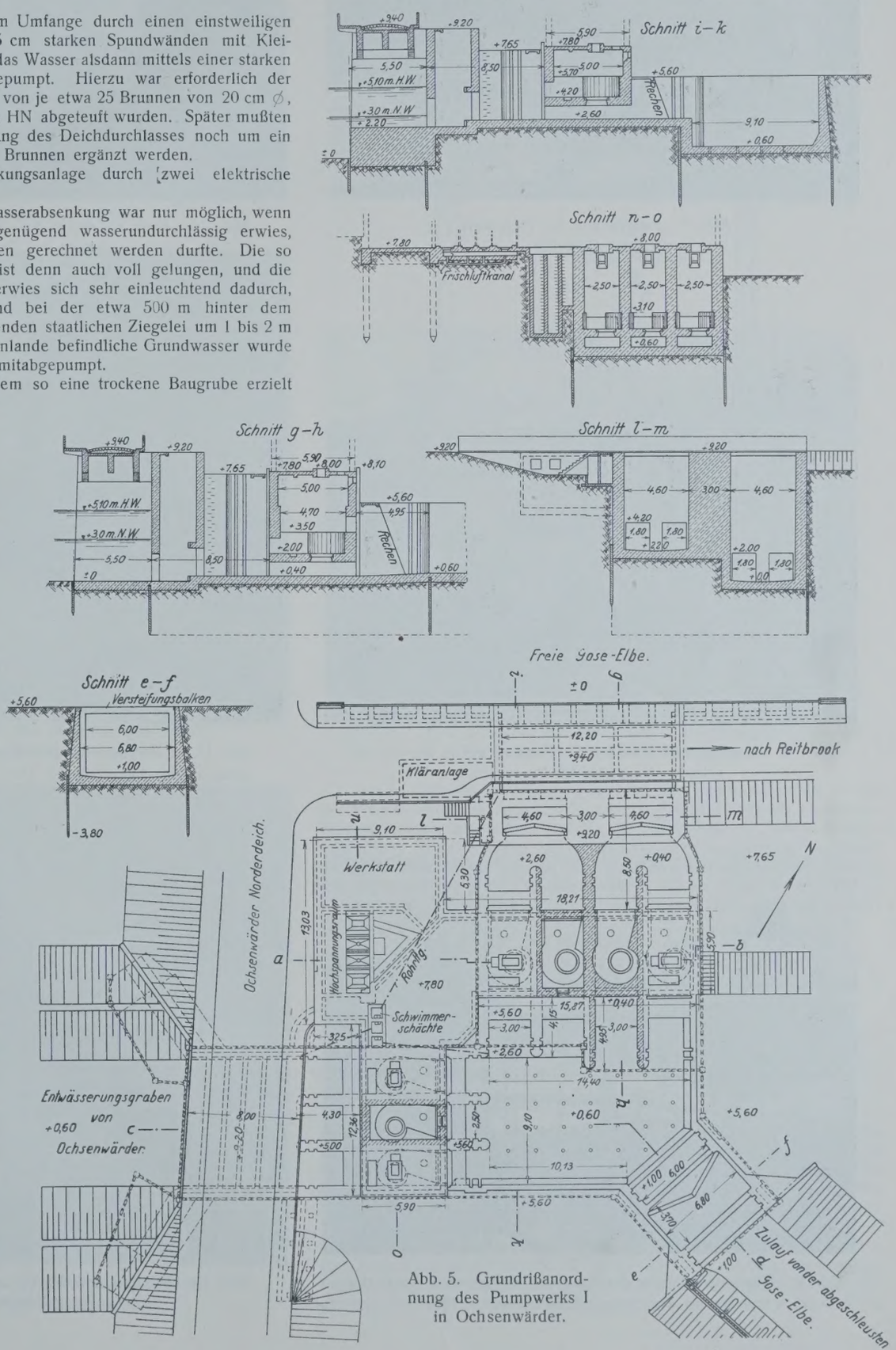


Abb. 5. Grundrißanordnung des Pumpwerks I in Ochsenwärder.

Abb. 7. Fangedamm für Pumpwerk I in der Goseelbe.

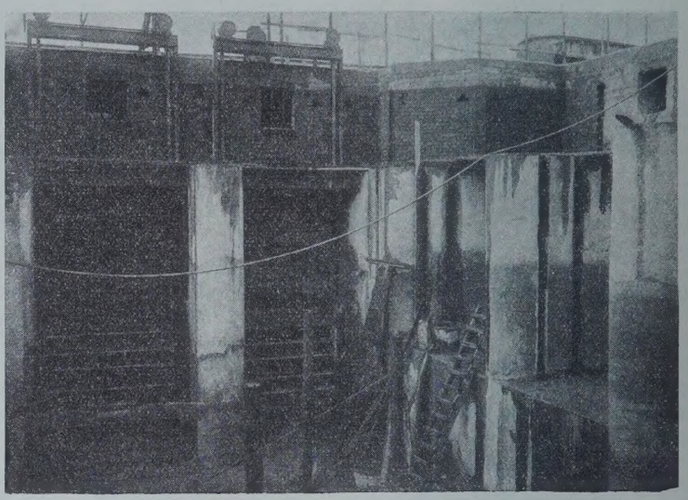


Abb. 10. Blick auf einige der im Bau befindlichen Pumpeneinläufe des Pumpwerks I.

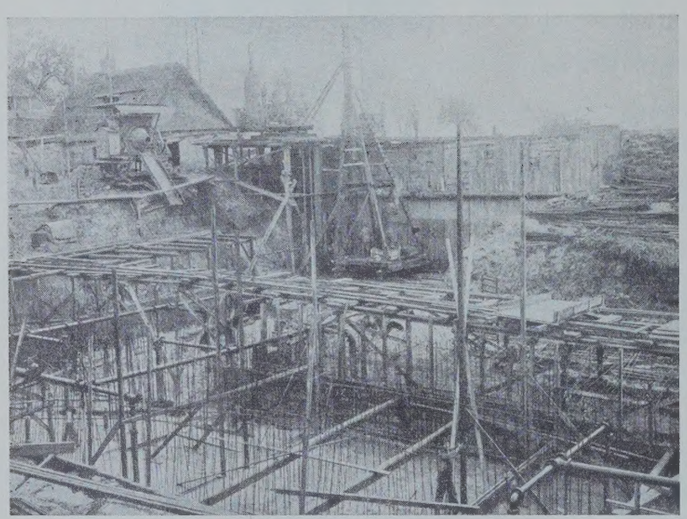


Abb. 8. Eisenbetonarbeiten für die Fundamente in der trockengelegten Baugrube für Pumpwerk I.

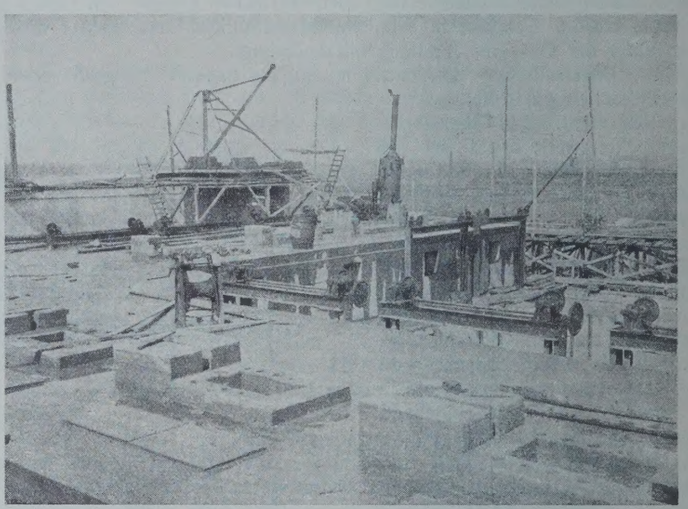


Abb. 11. Fußboden des Maschinenhauses mit den Maschinensockeln und einem Teil der Getriebe für die Wechselschieber.

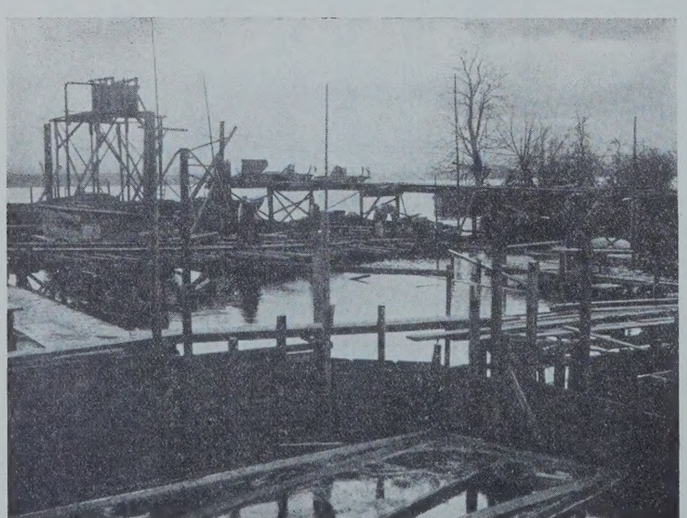


Abb. 9. Überschwemmung der Baugrube Pumpwerk I durch Hochwasser in der Goseelbe im Dezember 1923.

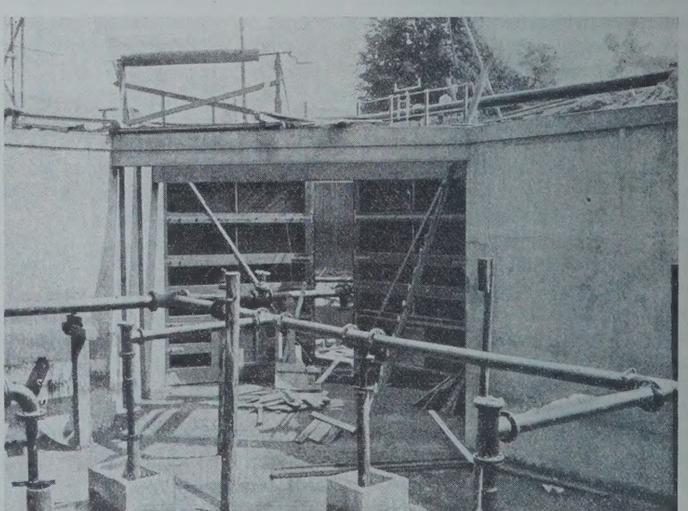


Abb. 12. Schleusentor des Einlaufbauwerks von der Goseelbe nach dem Pumpenbecken.

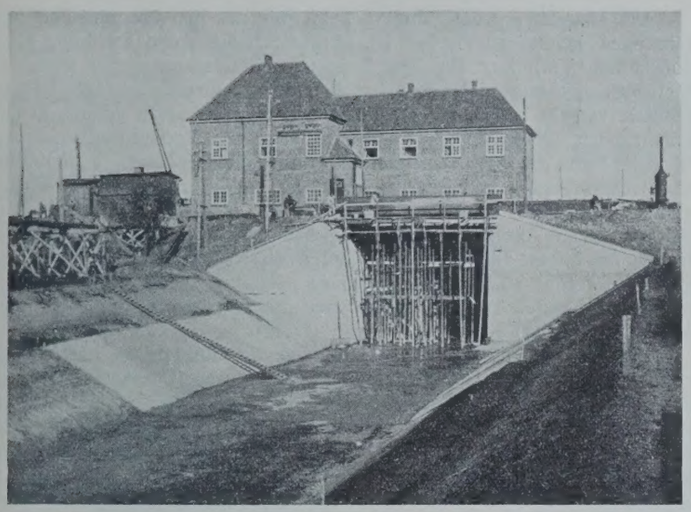


Abb. 13. Deichdurchlaß mit anschließendem Abflußgrabenprofil. Dahinter das Maschinengebäude.

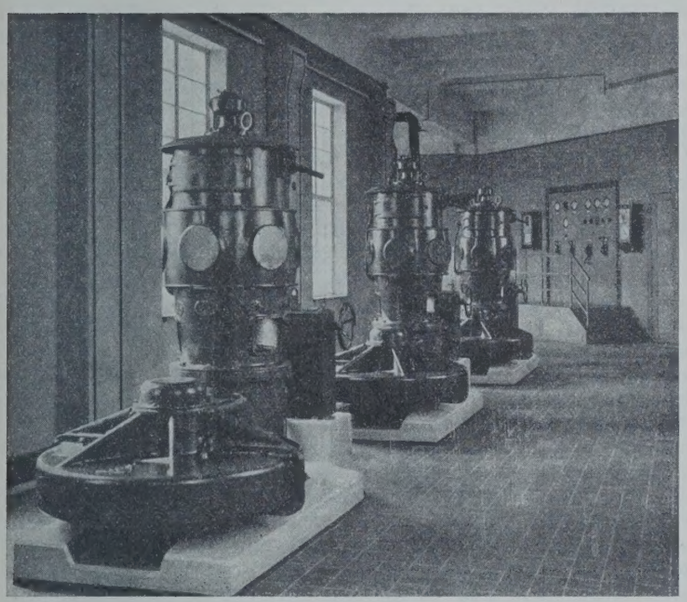


Abb. 14. Das Innere des Maschinengebäudes: Motoren des Überschöpfwerkes.

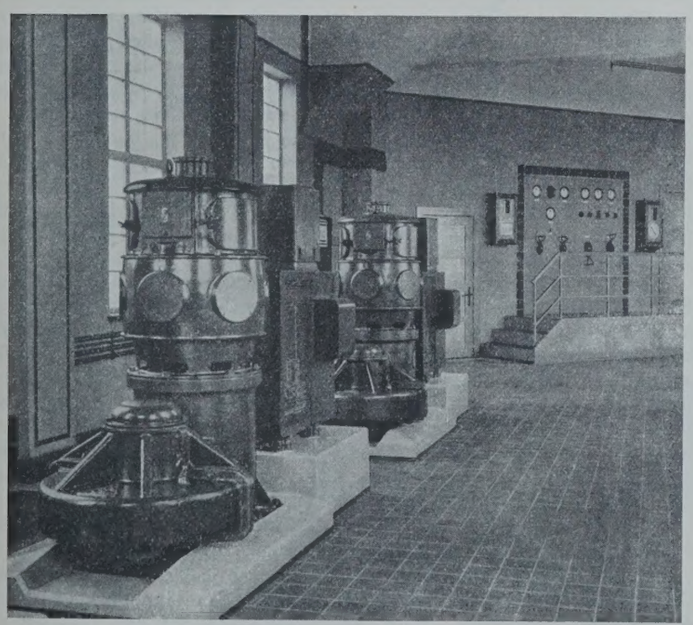


Abb. 15. Das Innere des Maschinengebäudes: Motoren der Entwässerungspumpen.

des Durchlasses eine kurzfristige Verkehrsunterbrechung in Kauf genommen werden.

Besonders schwierig erwies sich bei diesem Durchlaßbau die Rammung der umfassenden Spundwände, da der Boden unter dem Jahrhunderte alten Deich fast bis zur Undurchdringlichkeit zusammengepreßt war.

Beim Bau der Durchlässe für die übrigen an der Goseelbe belegenen Pumpwerke mußten dagegen völlig sturmflutsichere, die Baustellen umfahrende Ersatzdeiche für den Fuhrwerkverkehr eingerichtet werden.

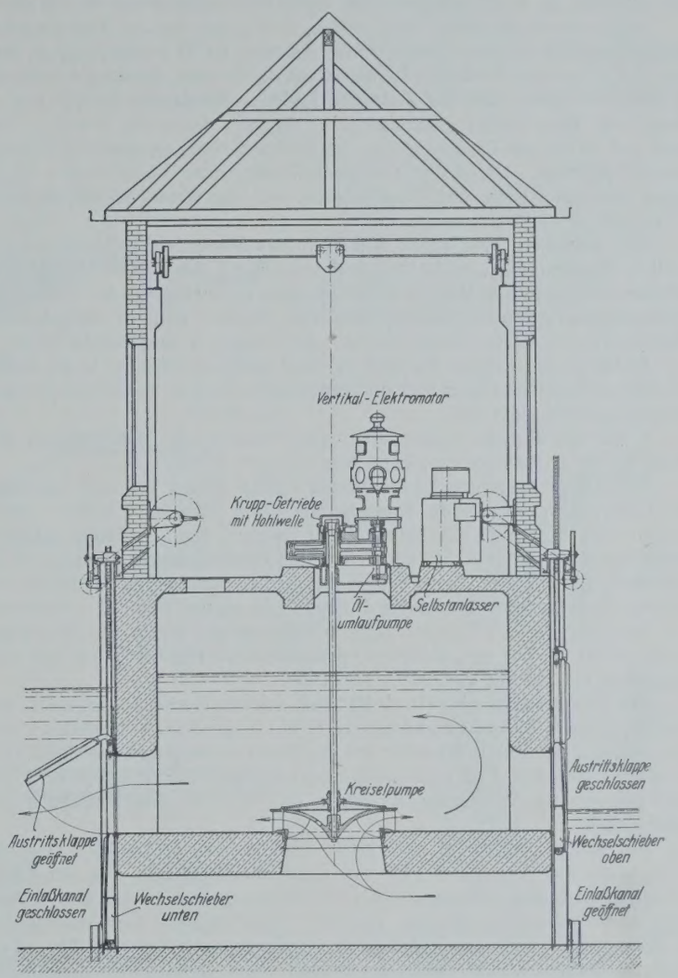


Abb. 16. Darstellung der Wechselschieber, Anordnung der Motoren nebst Anlassern und den Kreiselpumpen.

Als bemerkenswerte Neuerung sind bei allen Pumpwerken, die sowohl der Entwässerung als auch der Bewässerung dienen müssen, sogenannte Wechselschieber angeordnet worden, die es ermöglichen, durch einfache Umstellung zweier Schieber bei gleichbleibender Pumprichtung das Wasser aus dem Lande heraus oder in das Land hinein zu pumpen. Abb. 16 zeigt die Wirkungsweise dieser Wechselschieber, und an Hand der beigefügten schematischen Darstellung, Abb. 17, soll sie noch kurz erläutert werden:

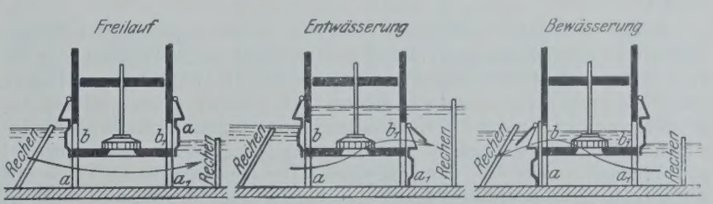


Abb. 17. Systematische Darstellung der Wechselschütze.

Jede Pumpe ist in einem besonderen Pumpenschachte aufgestellt, der durch eine Zwischendecke in den unteren Saugraum mit den beiden einander gegenüberliegenden Zulauföffnungen a—a_1 und in den oberen Druckraum mit den beiden Ausflußöffnungen b—b_1 unterteilt ist. An den beiden Außenwänden des Schachtes ist je ein Schütz angeordnet, das aus einem schmiedeisernen, seitlich in U-Rahmen geführten Schieber mit aufmontierter Rückschlagklappe besteht, die einen Rückfluß des Oberwassers nach dem Unterwasser verhindert. In der untersten Stellung des Schützes liegt die Rückschlagklappe der Ausflußöffnung b bezw. b_1 gegenüber; in der obersten Stellung ist die Einlaßöffnung a bezw. a_1 frei und b bezw. b_1 ist

geschlossen. In den beiden Endstellungen werden die Dichtungsflächen des Schützes auf die entsprechenden des Rahmens mittels Rollenkeilverschlusses aufgepreßt. Die Schütze können mittels von Hand zu bedienender Schnecken- und Zahnstangengetriebe auf- und niederbewegt werden.

Mit diesen Wechselschiebern werden nun folgende Aufgaben erfüllt:

Soll Ent- oder Bewässerungswasser von innen nach außen oder von außen nach innen ohne Pumpwirkung frei durchgelassen werden, so werden die Schieber so hoch gezogen, daß beide Öffnungen a frei sind (Fall 1).

Muß vom Binnenlande nach außen, also gegen höhere Außenwasserstände gepumpt werden (Fall 2, Entwässerung), so ist die Stellung so, daß das Schütz an der Seite des Binnenwasserstandes die Öffnung b schließt, a jedoch freigibt. Auf der Seite des Außenwasserstandes ist Öffnung a_1 durch das feste Schütz geschlossen, b_1 dagegen durch die Klappe. Nun wird mit der in der Zwischendecke des Pumpenkellers eingebauten Kreiselpumpe gepumpt. Durch den von dem Wasserstrome herrührenden Überdruck wird die Klappe bei b_1 aufgedrückt und das Wasser in der Richtung a—b_1 gefördert.

Soll umgekehrt von außen Wasser in das Binnenland gepumpt werden (Fall 3, Bewässerung), so ist die Schieberstellung umgekehrt. Die Pumpe arbeitet in gleicher Richtung wie vorher, stets rechts herum, die veränderte Schieberstellung aber bewirkt, daß das Wasser nun in umgekehrter Richtung a_1—b strömt, wobei diesmal die Klappe b aufgedrückt wird.

Durch diese einfache Vorrichtung wird spielend erreicht, wozu bisher besondere Kanalhaltungen und ein verzwicktes System von Schiebern und Schützen erforderlich war.

Über die übrigen maschinellen und elektrischen Einrichtungen des Pumpwerks ist folgendes zu bemerken:

Die zur Verwendung gekommenen Pumpen sind langsam laufende, im Unterwasser arbeitende Kreiselpumpen mit lotrechter Welle. Diese eignen sich besonders für selbsttätigen Betrieb, denn sie sind jederzeit betriebsbereit, weil ein Ansaugen, wie bei hochliegenden Pumpen, nicht erforderlich wird. Die Umdrehungszahl der Überschöpfpumpen beträgt 97, die der Entwässerung dienenden Pumpen 135 in der Minute.

Bei den größten Pumpen (Überschöpfpumpen) wurde ein Wirkungsgrad von 81 %, bei den kleinsten (Schöpfwerk V) von 69 % und bei den Getrieben ein solcher von 97 % festgestellt.

Die Schöpfwerke I bis IV u. VI sind an das Hochspannungsnetz der Hamburgischen Elektrizitätswerke (H. E. W.) von 6000 V Drehstrom angeschlossen, der durch Wandler auf die Betriebsspannung von 380/220 V herabgesetzt wird. Die beiden kleineren Schöpfwerke V u. VII sind unmittelbar an das Niederspannungsnetz der H. E. W. von 380/220 V angeschlossen.

Am Schöpfwerk I sind zwei große Wandler von je 250 kVA Leistung vorhanden, von denen der eine auf die Sammelschienen der vier Überschöpfpumpen und der andere auf die Sammelschienen der drei selbsttätigen Entwässerungspumpen arbeitet. Die beiden Sammelschienengruppen sind voneinander getrennt, können jedoch im Notfalle, wenn einer der beiden Wandler einmal versagen sollte, durch einen dreipoligen Schalter miteinander verbunden werden, damit für jede der beiden Pumpengruppen Strom zur Verfügung steht.

Die vier Überschöpfpumpen, die hauptsächlich nur in sehr trockenen Perioden oder bei Hochwasser in der freien Elbe zu arbeiten brauchen, sowie auch der zugehörige Wandler, werden von Hand bedient.

Die drei Entwässerungspumpen, die den Grabenwasserstand auf der zulässigen Höhe halten sollen, müssen jedoch in steter Betriebsbereitschaft sein. Um einen Dreischichtenbetrieb und das hierzu nötige größere Personal zu sparen, sind, wie bereits erwähnt, die vier hauptsächlich der Entwässerung dienenden Schöpfwerke für selbstätigen Betrieb eingerichtet worden.

b) Die Schiffahrtschleuse. Bevor in der Beschreibung der übrigen Pumpwerke fortgefahren wird, mögen hier zunächst einige Angaben über die dicht neben dem Pumpwerke I angeordnete Schiffahrtschleuse folgen. Die Schilderung dieses Bauwerks ist aus dem Grunde etwas ausführlicher gehalten, weil es von den üblichen Konstruktionsverfahren kleiner Schiffahrtschleusen in manchen Punkten abweicht. Die Belegenheit von Pumpwerk I und Schleuse ist aus Abb. 4 zu erkennen. Der vom Ochsenwärder Norderdeich nach der Schleuse und um das Binnenhaupt der Schleuse herumgeführte Deich bildet neben dem Schutze gegen Sturmfluten gleichzeitig eine neue Straßenverbindung zwischen den Gemeinden Ochsenwärder und Reitbrook, eine sehr erwünschte Verbesserung für den Verkehr, da die nächste Brücke erst 3 km weiter östlich über die Goseelbe führt.

Bisher war neben dem Pumpwerke I eine ganz einfache Handfähre nur für Personenbeförderung vorhanden.

Die neue Wegeverbindung machte die Überbrückung des alten Laufes der Goseelbe, der hier als Abflußkanal für das Pumpwerk erhalten bleiben muß, und des Vorhafens am Binnenhaupte der Schleuse erforderlich. Beide Brücken sind einfache Eisenbetonkonstruktionen von 12,20 bezw. 7 m Spannweite, je 3,50 m breitem Fahrdamm und 1,50 m breiten Fußwegen.

Der Hauptzweck der Schleuse liegt, wie aus den vorstehenden Ausführungen bereits zu ersehen ist, in der Schaffung und Erhaltung eines konstanten Vorfluters für die Ent- und Bewässerung des gesamten Meliorationsgebietes. Daneben hat sie noch einen recht lebhaften Kleinschiffahrtverkehr hauptsächlich von Landeserzeugnissen zu vermitteln und schafft auch für diesen gegenüber den bisherigen Verhältnissen eine erhebliche Verbesserung. Die Beförderung der Landeserzeugnisse zum Obst- und Gemüsemarkte in Hamburg geschieht in hohem Maße durch kleine, vielfach motorisch betriebene Flußfahrzeuge, in deren Eigentum sich in der Regel eine Anzahl kleiner Gemüsebauern teilt. Das Beladen dieser Fahrzeuge, für die bisher die günstigsten Wasserstände der Goseelbe abgewartet werden mußten, kann nun zu jeder beliebigen Zeit geschehen, und auch für den Transport selber sind die Wasserverhältnisse natürlich erheblich günstiger geworden.

Für die Zukunft ist eine Regulierung der Goseelbe in Aussicht genommen, und dann werden voraussichtlich hier auch größere Fahrzeuge verkehren müssen. Darauf ist bei der Bemessung der Schleuse bereits Rücksicht genommen; sie ist aufnahmefähig für sogenannte Saalekähne, die eine Tragfähigkeit von 400 t besitzen bei einer Gesamtlänge von 51,5 m und einer Gesamtbreite von 6 m.

Die Schleuse ist eine elektrisch betriebene Kammerschleuse mit Schiebetoren. Diese wurden gewählt, weil man andernfalls, bei Verwendung von Stemmtoren, deren mindestens fünf Paare, und zwar, da die Schleuse nach beiden Richtungen hin wirken muß, je zwei für den regelmäßigen Betrieb und außerdem mindestens ein Sturmtorpaar hätte einbauen müssen. Demgegenüber bieten die Schiebetore, die beide wegen des geringfügigen Mehrgewichtes und im Interesse einer doppelten Deichsicherheit auf sturmflutfreie Höhe eingerichtet sind, wegen der bedeutend knapperen Gestaltung der Schleusenhäupter sogar noch beträchtliche wirtschaftliche Vorteile.

Auch dieser Bau wurde unter Verwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens ausgeführt, und zwar waren hier wegen der größeren Absenkungstiefe zwei getrennte Brunnenstaffeln erforderlich. Abb. 18 bis 25 geben näheren Aufschluß über die Einzelheiten.

Die Schleusenkammer besteht aus eisernen Spundwänden, Bauart Larssen, die unter der Kammersohle durch ein hölzernes Sprengwerk gegeneinander abgesteift sind. Bei der Rammung dieser Spundwände, die hier bei der hamburgischen Staatsbauverwaltung erstmalig zur Anwendung gekommen sind und die von der Geländehöhe aus in ganzer Länge, 10 m tief, gerammt werden mußten, zeigte sich das bekanntlich bei eisernen Spundwänden stets hervortretende Bestreben des seitlichen Ausweichens der einzelnen Bohlen in der Richtung der Spundwände in besonders hohem Maße. Alle Bemühungen der ausführenden Firma, dem durch Ansetzen von Zugwinden und Daumkräften, die jedesmal unmittelbar vor dem Aufsetzen des Rammbären aufs kräftigste betätigt wurden, entgegenzuwirken, blieben so gut wie erfolglos. Das Maß des Ausweichens nahm immer mehr zu, so daß schließlich nichts anderes übrig blieb, als eine größere Reihe von schräg gerammten Spundbohlen wieder auszuziehen. Das war, da immer je zwei Bohlen vor dem Rammen in ganzer Länge zusammengefügt waren, eine äußerst schwierige, zeitraubende und kostspielige Arbeit. Die Neurammung geschah dann fachweise mit allmählichem Nachrammen in den einzelnen Fachen. Für diese Ausführung sind natürlich Rammen erforderlich, deren Höhe der doppelten Spundwandlänge entspricht; nur auf diese Weise war aber hier das Ziel, tadellose Kammerwände zu erhalten, sicher und einwandfrei zu erreichen. Die Spundwände sind in der aus Abb. 19 ersichtlichen Weise verankert und am Kopfe mit einer eisenbewehrten Betonabdeckung versehen.

Die Schleusenhäupter sind massiv in Stampfbeton hergestellt. Die Schleusensohle liegt auf ± 0; in der Kammer ist sie aus einer befestigten Faschinenpackung mit Schüttsteinen gebildet. Die Oberfläche der Häupter liegt auf der sturmflutfreien Höhe von + 9,20 m über HN. Die Anschlußflügel nach den Deichen zu sind ebenfalls aus eisernen Spundwänden gebildet.

Nach dem Binnenlande zu steigt die Schleusensohle auf + 1,10 über HN. Der Höhenausgleich geschieht außerhalb des Schiebetores durch einen allmählichen Übergang in der Betonsohle des Binnenhauptes. Zu beiden Seiten der Schiebetore sind je zwei Umläufe von je 1,50 × 1,0 m angeordnet, deren Schütze ebenfalls elektrisch betrieben werden. An der Seite der Tornischen sind sie ganz um diese herumgeführt worden. Das sonst wohl übliche Hindurchführen der Umläufe durch die Tornischen war hier nicht möglich, weil die Tore nach beiden Seiten hin wirken müssen. Außer den Betriebschützen sind die Umläufe noch mit je zwei Notschützen versehen, die jedoch von Hand bedient werden sollen.

Für die Ausbildung der Tore und Schütze sind von der Bauleitung folgende hauptsächlichsten Bedingungen aufgestellt worden:

Beide Tore sind gleich groß vorzusehen, so daß sie einen doppelten Deichschutz gewährleisten. Die Bauweise der Tore im einzelnen blieb den Firmen überlassen. Eine Druckübertragung auf den Drempel ist zu vermeiden. Die Torkonstruktion ist so einzurichten, daß das Schwanken des Betriebsgewichtes, d. h. des Gesamtdruckes, mit dem das Tor auf

seiner Laufbahn lastet, möglichst konstant wird. Art und Ausbildung der Zugvorrichtungen an den Toren blieb den Vorschlägen der Bewerber überlassen. Auf Betriebsicherheit sollte der größte Wert gelegt werden. Die Stärke der Drehstrommotoren von 380 V Spannung ist so zu bemessen, daß die Tore in einer halben Minute geöffnet werden können und dabei den gewöhnlichen Bewegungswiderstand bei voller Fahrt überwinden.

Als Reserve sind die Tore auch mit Handantrieben auszurüsten. Die Steuerung der Tore sowie sämtlicher Umlaufschütze soll von einem gemeinsamen Steuerhause aus stattfinden.

Die Bewegungsvorrichtungen der Betriebschütze sind so zu bemessen, daß bei normalen Wasserständen das Aufziehen der Schütze bis zum Scheitel innerhalb einer Minute ermöglicht wird.

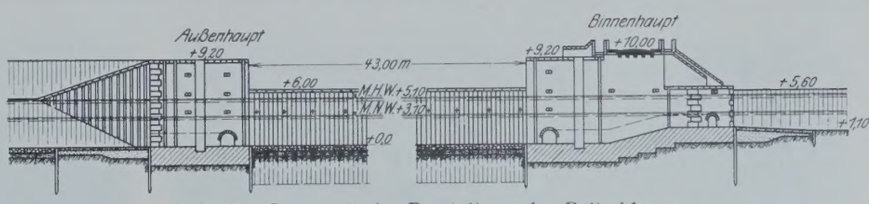
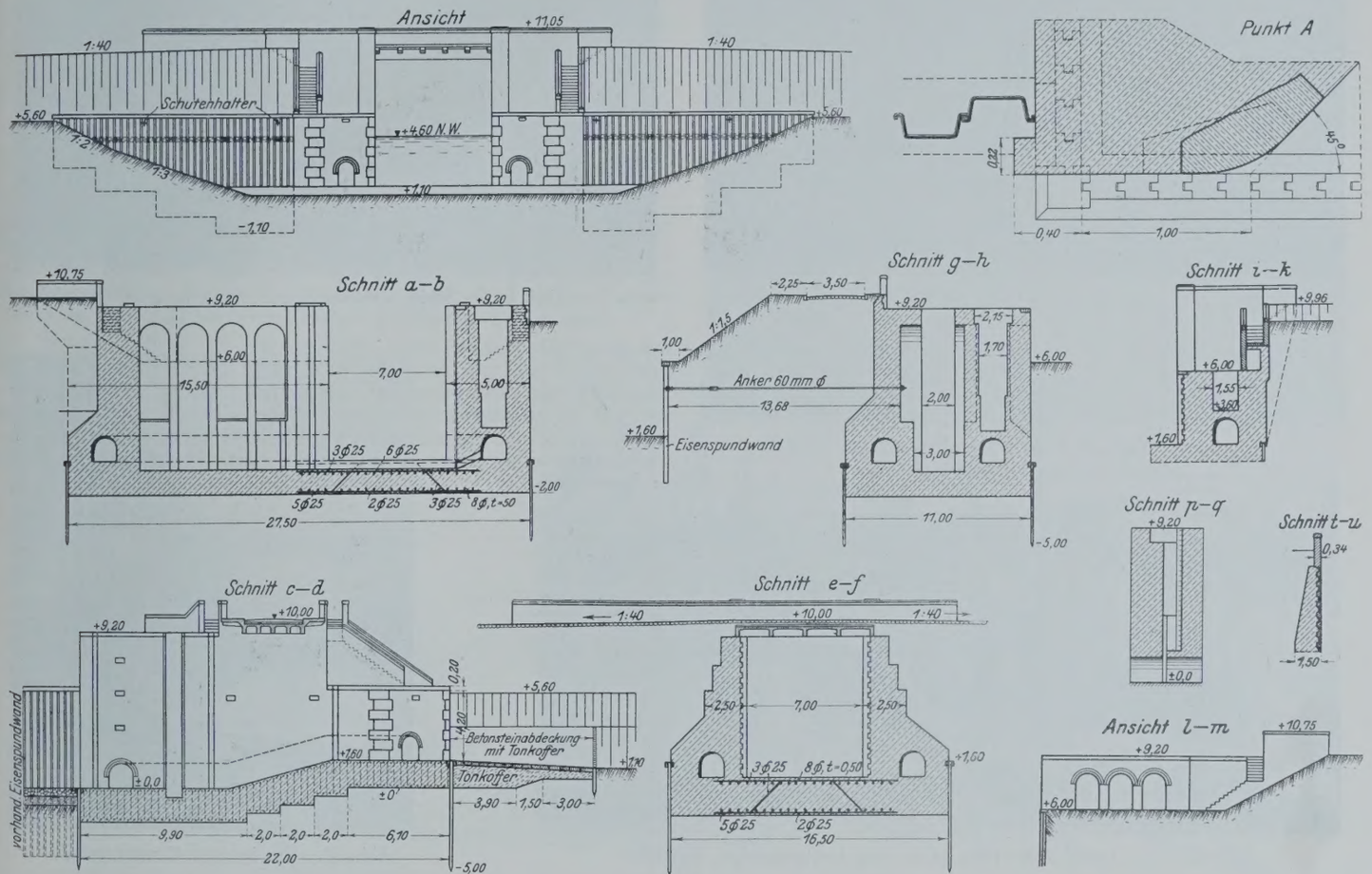
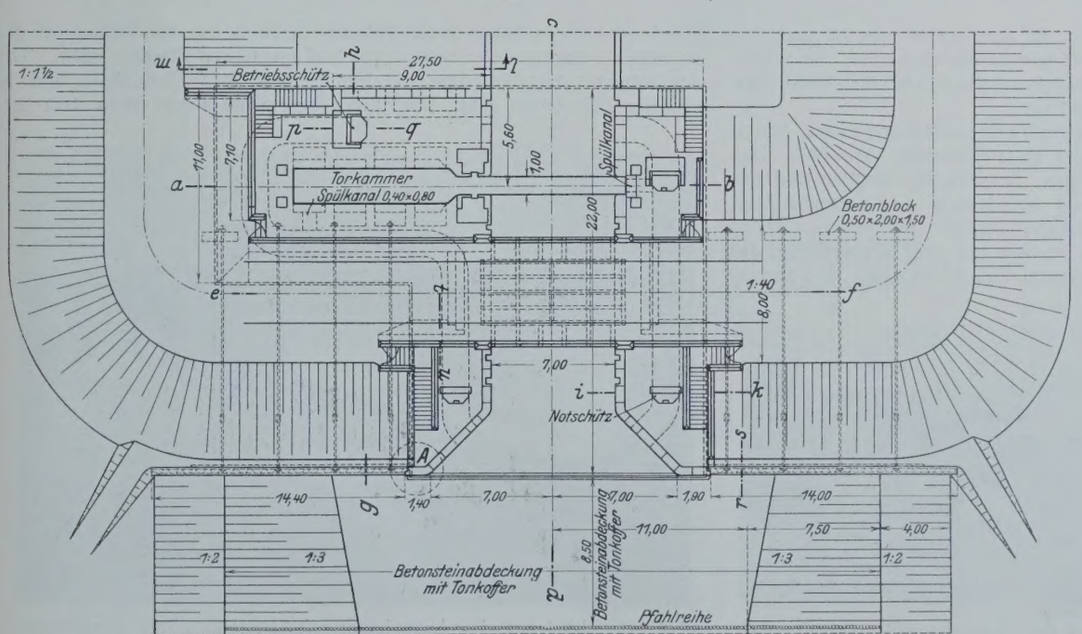


Abb. 18. Systematische Darstellung der Reitschleuse.

Aus der beschränkten Ausschreibung auf Grund dieser Bedingungen





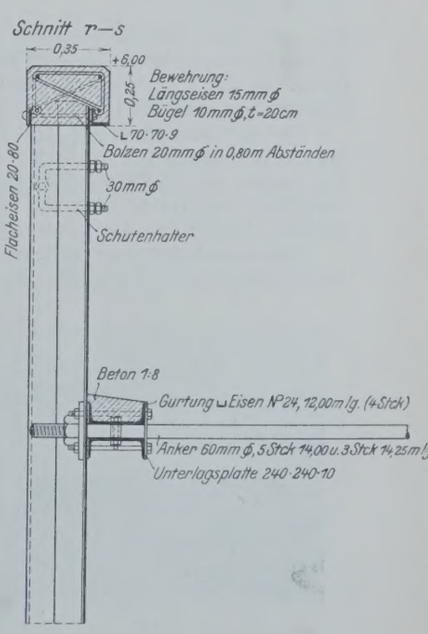


Abb. 19. Reitschleuse. Konstruktionseinzelheiten des Binnenhauptes.

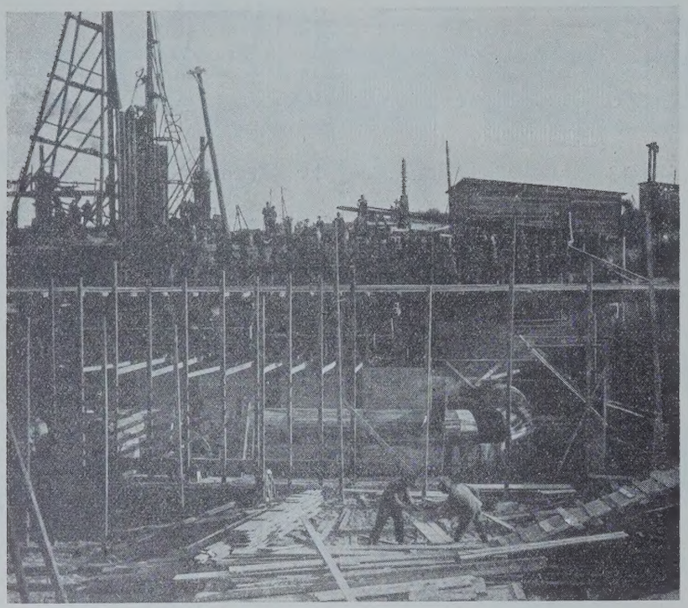


Abb. 20. Gründungsarbeiten und Rammung der Kammerwände.

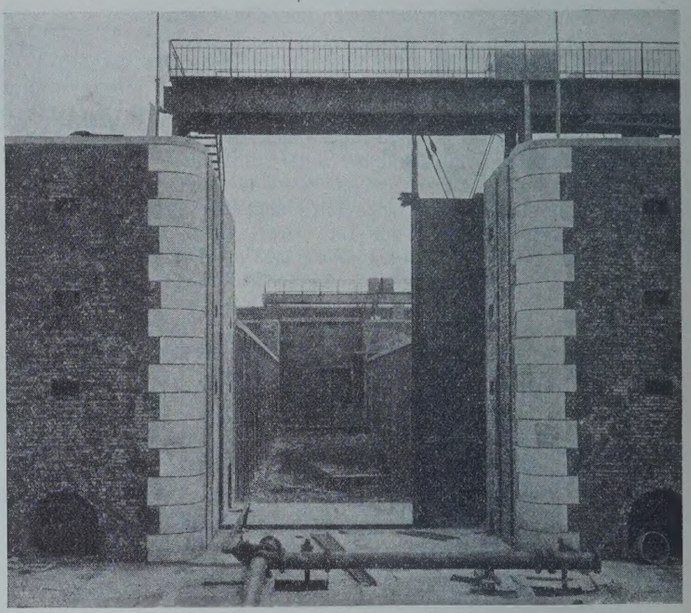


Abb. 24. Blick in die Schleusenkammer und Darstellung der Schiebetore.

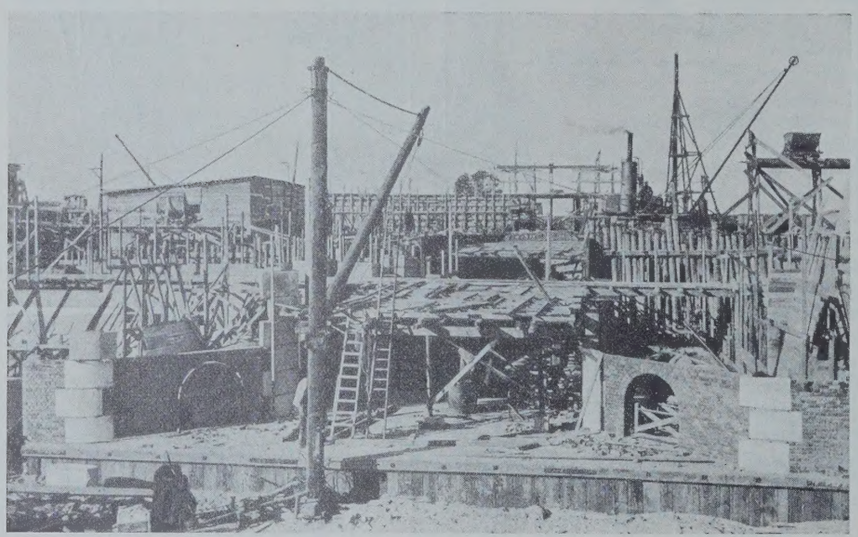


Abb. 21. Die durch Grundwasserabsenkung trockengelegte Baugrube.

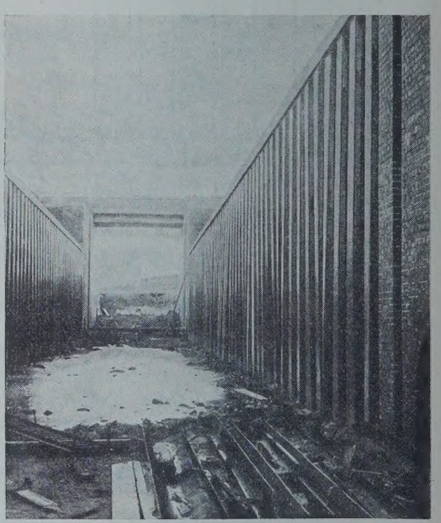


Abb. 22. Die fertigen Kammerwände.

ging die Firma Schmidt, Kranz & Co. in Nordhausen sowohl mit der technisch besten Lösung, als auch als Mindestfordernde hervor. Sie wurde daher, mit der A. E. G. in Erfurt als Unterübernehmerin für die elektrischen Einrichtungen, mit der Lieferung beauftragt.

Fast sämtliche Bewerber, und so auch die ausführende Firma, hatten auf die Ausbildung von Schwimm- und Ballastkammern verzichtet. Das war wegen des verhältnismäßig geringen Torgewichtes möglich und bot außerdem den Vorteil, daß die sonst erforderliche Lenzpumpenanlage fortfallen konnte und das Gewicht geringer wurde.

Das doppelt kehrende Schiebetor besteht aus zwei Blechwänden, die durch neun wagerecht liegende Gitterträger ausgesteift sind. Die Seitenwände des Tores haben große Öffnungen, durch die das Wasser bei der Bewegung ungehindert durch die Torkonstruktion fließen kann. Die Abdichtung geschieht durch Dichtungsleisten aus Eichenholz, die in U-Eisen eingebettet sind. Der untere wagerechte Riegel ist so stark aus-

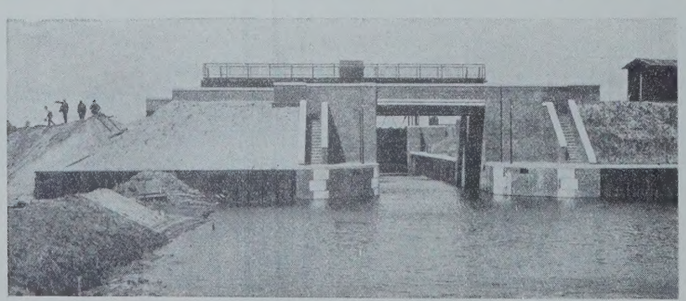


Abb. 23. Blick auf das Binnenhaupt und die Straßenbrücke.

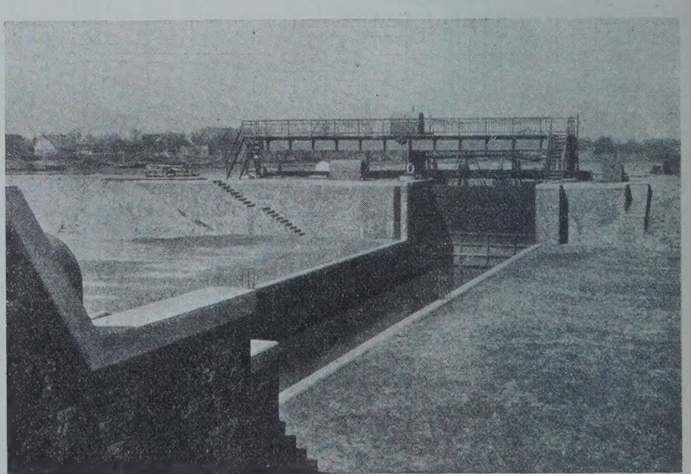


Abb. 25. Blick auf das Außenhaupt mit Darstellung des Schiebetores und seiner Bewegungseinrichtungen.

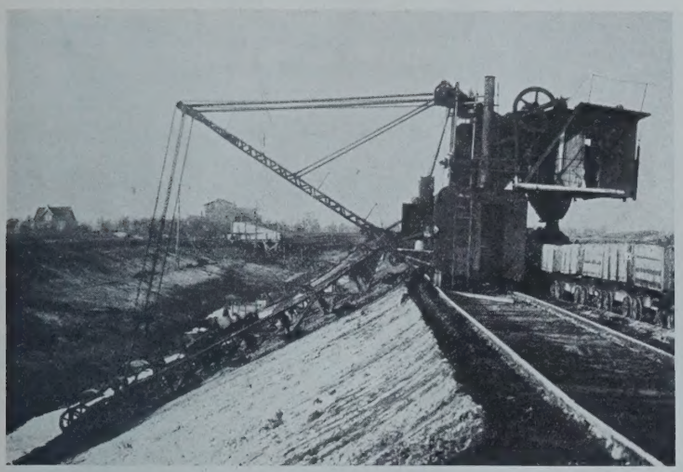


Abb. 26. Trockenbagger bei den Erdarbeiten zur Herstellung des Vorhafens oberhalb der Schleuse.

Abb. 27. Erdtransporte zur Verstärkung der Deichkörper bei der Schleuse.

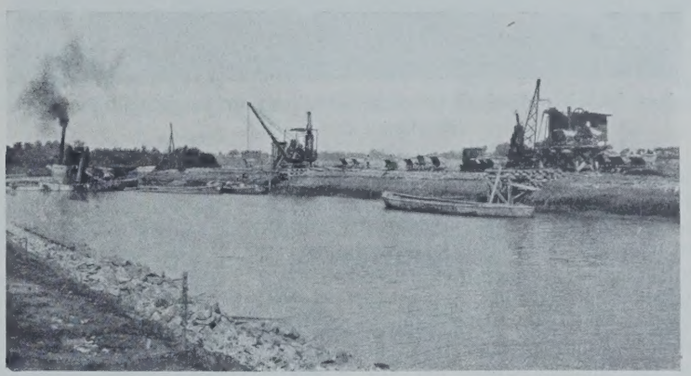


Abb. 28. Baggerungen und Böschungsbefestigungen für die Vorhäfen der Schleusen.

gebildet, daß eine nennenswerte Durchbiegung nicht auftreten kann und so der Drempel nicht mehr, als für die Dichtung erforderlich ist, belastet wird. Die Blechhaut besteht aus Buckelblechen. An beiden Stirnseiten des Tores sind je zwei Puffer angeordnet, damit die Tormasse bei der Erreichung beider Endstellungen stoßfrei abgebremst werden kann.

Die Aufhängung der Tore geschieht durch verzinkte Drahtseile aus Tiegelguß-Stahldraht. Auf jeder Seite des Tores sind drei solcher Seile vorhanden. Ein Seil wird durchgehend von einem Ende des Laufwagens bis zum anderen Ende über Rollen geführt, die abwechselnd am Tore und am Laufwagen befestigt sind. Zur Aufnahme der bei der Bewegung auftretenden wagerechten Kräfte sind ferner noch zwei senkrecht hängende

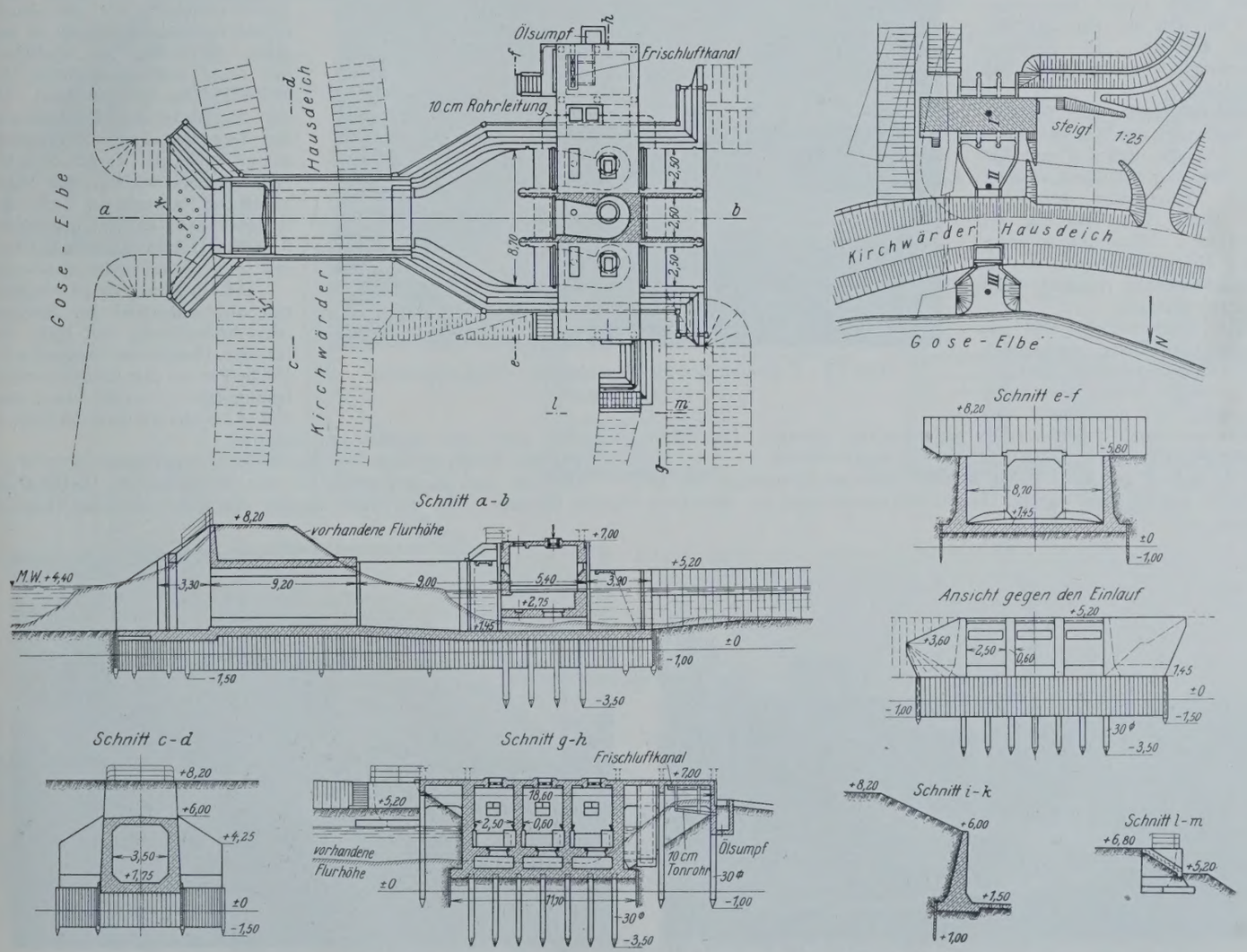


Abb. 29. Konstruktionseinzelheiten des Pumpwerkes II in Kirchwärder.

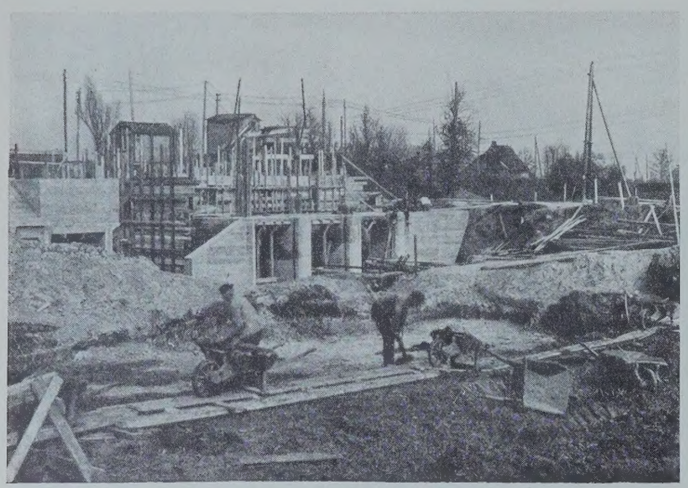


Abb. 30. Die durch Grundwasserabsenkung trockengelegte Baugrube. Betonieren der Einläufe.

Abb. 31. Die Einrüstung des Durchlasses.

Seile zwischen Tor und Laufwagen angeordnet. Die Seile sind an dem Laufwagen durch Spannschlösser befestigt, die eine genaue Einstellung der Seilspannungen ermöglichen. Der Antrieb des Tores geschieht durch den mehrfach erwähnten Laufwagen, der sich in zwei etwa 2 m über Schleusenplattform quer zur Schleuse angeordneten Blechträgern bewegt. Auf dem Laufwagen ist eine durchgehende Zahnstange befestigt, in die das Zahnstangenritzel der Antriebmaschine eingreift.

Der Antrieb des Ritzels geschieht durch einen Elektromotor von 8 PS. Für den Fall, daß der Strom ausbleibt, ist für das Schneckengetriebe auch Handbetrieb vorgesehen.

Die Aufhängung des Tores an dem Laufwagen durch Seile hat den großen Vorteil, daß Tor und Antrieb nicht starr gekuppelt, sondern elastisch miteinander verbunden sind. Ferner kann das Tor bei wechselndem Wasserdrucke ohne großen Widerstand gegen den in Frage kommenden Anschlag beim Abdichten gelangen.

Die Umlaufschütze sind als einfache Gleitschütze ausgebildet. Die Schütztafeln bestehen aus Holz. Die einzelnen Balken sind durch Nut und Feder miteinander verbunden und durch Ankerschrauben gegeneinander gezogen. Die Tafeln dichten gegen gehobelte Leisten in den Führungs-U-Eisen.

Der Antrieb geschieht durch je eine Triebstock-Zahnstange, die in der Mitte des Schützes angreift. In die Zahnstange greift ein Zahnritzel ein, das durch einen Elektromotor angetrieben wird. Zwei Endschalter, einer für das Senken und einer für das Heben, unterbrechen selbsttätig den Stromkreis zum Motor, sobald die Schütztafel ihre höchste bezw. tiefste Stellung erreicht hat.

Abb. 33. Fußboden des Maschinenhauses. Wechselschieber mit Getrieben.

Die Zahnstange steht bei geschlossenem Schütze mit ihrer Oberkante bündig mit der Schleusenplattform; bei gehobenem Schütze ragt sie um den Hub des Schützes über die Plattform hinaus. Sie ist mit einem großen, halbkugelförmigen Kopfe versehen, der mit leuchtenden Farben angestrichen ist und somit gleichzeitig als einfachste und beste Anzeigevorrichtung für den Stand des Schützes dient. Da die Steuerung des Schützes und der Tore von einer Zentralstelle aus geschieht, ist es für den Bedienungsmann wichtig, den Stand sämtlicher bewegbaren Teile der Schleuse auch an dem gegenüberliegenden Haupte von seinem Standorte aus genau feststellen zu können.

Die Anordnung ist so getroffen, daß die Schütztafel zur Revision oder Ausbesserung mit Hilfe des für die Notschütze vorgesehenen Dreibeines aus dem Schützenschacht herausgezogen werden kann, ohne daß es erforderlich wird, die Antriebmaschine ganz oder teilweise zu entfernen.

Für den Notfall ist auch hier Handbetrieb vorgesehen.

Die Erd- und Baggerarbeiten für die Herstellung der Vorhäfen der neuen Schleuse sowie der Abschlußdeich des alten Laufes der Goseelbe

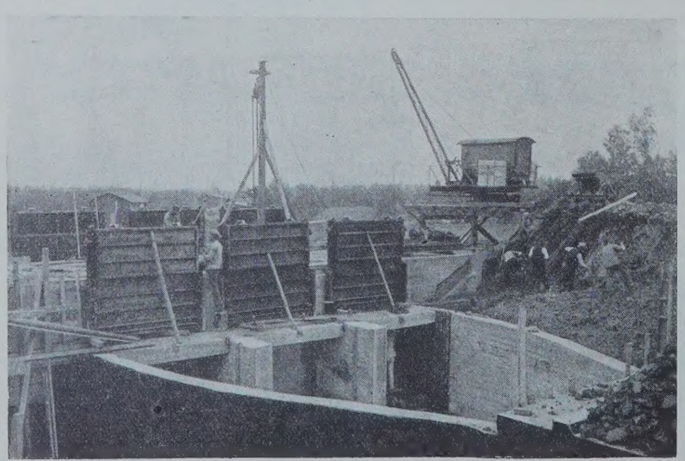


Abb. 32. Übergang von den Einläufen zum Deichdurchlaß.

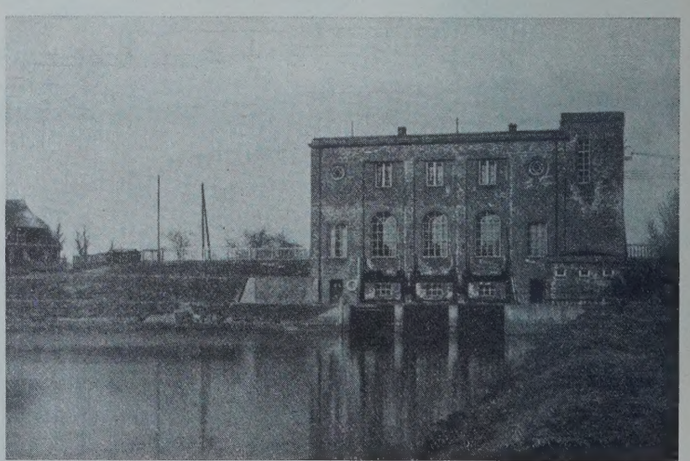


Abb. 34. Das fertige Pumpwerk I mit ausgebautem Vorbecken.

(s. Abb. 4) sind, soweit möglich, im Schutze der Wasserhaltung der Schleuse im Trockenen ausgeführt. Das war natürlich nur zu einem kleinen Teile möglich. Abb. 26 bis 28 zeigen einige Baustadien dieser Erdbewegungen.

c) Das Pumpwerk II dient zur Ent- und Bewässerung des östlich an Ochsenwärder anschließenden Gemeindebezirks Kirchwärder und ist an der aus dem Lageplan (Abb. 3) ersichtlichen Stelle binnendeichs errichtet.

Schöpfwerk II besitzt einen 75-kVA-Wandler mit Schaltmotor für selbsttätigen Betrieb und einen 50-kVA-Wandler für Handbedienung, der zu ersterem parallel geschaltet wird, wenn zwei Pumpen den Wasserzulauf nicht bewältigen können. Ferner ist ein kleiner, dauernd eingeschalteter 5-kVA-Wandler für Beleuchtung und für das selbsttätige Inbetriebsetzen des 75-kVA-Wandlers vorhanden.

Die an die Pumpen zu stellenden Anforderungen sind dadurch begrenzt, daß eine größte Wassermenge von 2,9 m³/Sek. zu fördern ist. Der Binnenwasserstand soll hierbei auf + 2,90 über HN abgesenkt werden. Der Oberwasserspiegel ist, da auch dieses Pumpwerk in den abgeschleusten Vorfluter der Goseelbe schöpft, der gleiche wie bei Pumpwerk I. Es ist also im Höchstfalle eine geodätische Förderhöhe von 2,80 m zu überwinden. Die Pumpen sollen im übrigen aber auch eine Absenkung des Binnenwasserstandes auf + 2,80 über HN zulassen.

Für die Erfüllung dieser Aufgaben sind drei Pumpen angeordnet mit der gleichen Leistungsfähigkeit und derselben Anordnung wie die Ent- und Bewässerungspumpen in I. Die erste Pumpe soll einschalten, wenn der Binnenwasserstand eine Höhe von + 3,40 erreicht hat, und wieder ausschalten, wenn das Wasser bis auf + 2,90 m gesenkt ist. Steigt dagegen während des Pumpens das Wasser weiter, so soll die zweite Pumpe einsetzen, wenn der Wasserstand auf + 3,50 m gestiegen ist, und wieder ausschalten bei einer Wasserstandshöhe von + 3,20 m. Steigt aber auch bei der Wirkung dieser zwei Pumpen der Binnenwasserstand weiter, so soll die dritte Pumpe bei + 3,60 einschalten und bei + 3,40 wieder ausschalten.

Die Ein- und Ausschaltung der Pumpen für Entwässerung geschieht auch hier selbsttätig durch einen Schwimmer, der den Wandler und die Selbstanlasser der Motoren ein- und ausschaltet. Für die Bewässerung des Binnenlandes soll die Ein- und Ausschaltung dagegen von Hand stattfinden. Die hierbei zu überwindenden Förderhöhen sind nur gering: Das Wasser ist hier im Höchstfalle bis auf + 5,0 zu pumpen bei einem niedrigsten Wasserstande des Vorfluters von + 4,50. Diese Leistungen können also ohne weiteres von den Pumpen, die für die Entwässerungs-

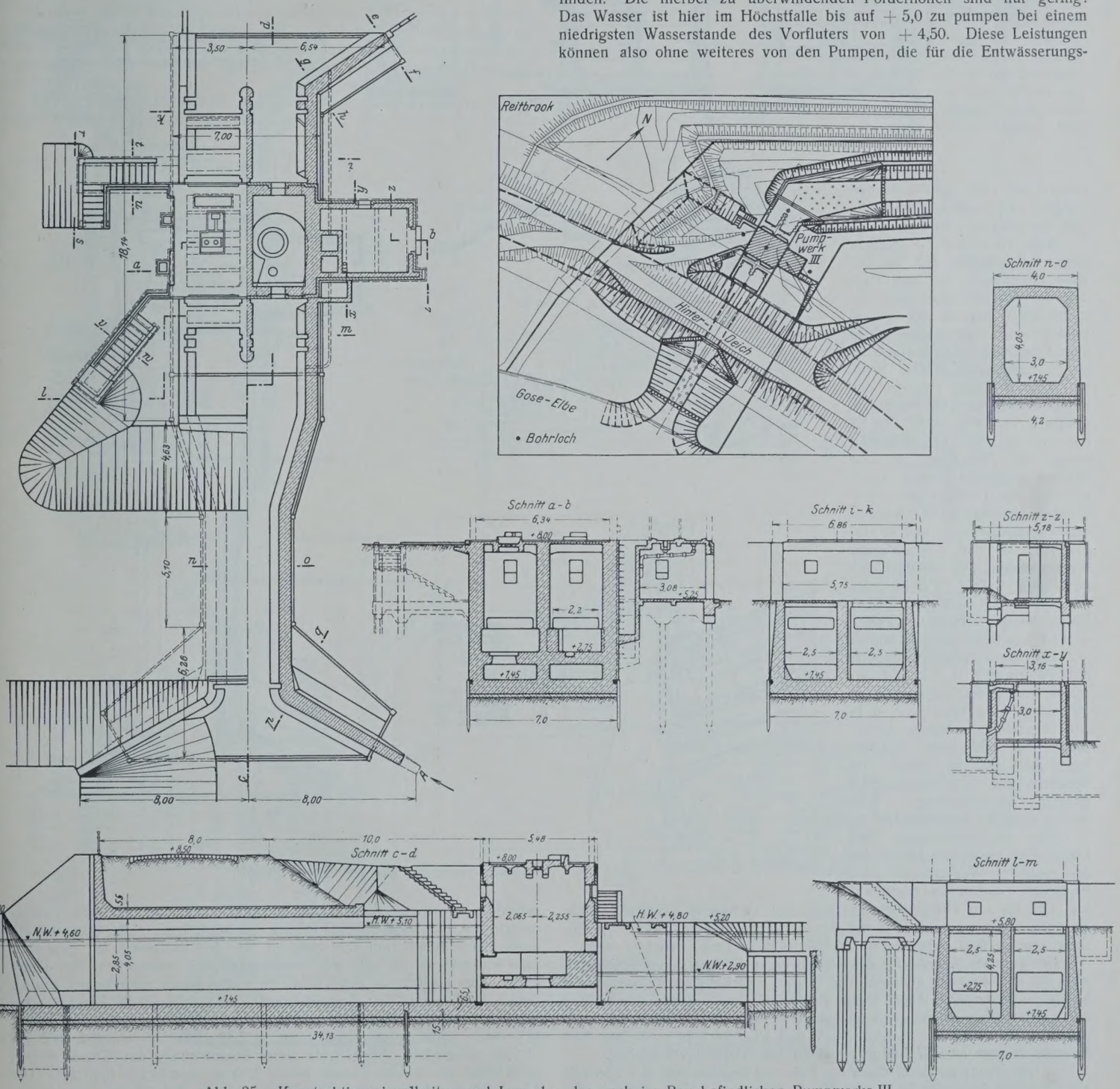


Abb. 35. Konstruktionseinzelheiten und Lageplan des noch im Bau befindlichen Pumpwerks III.

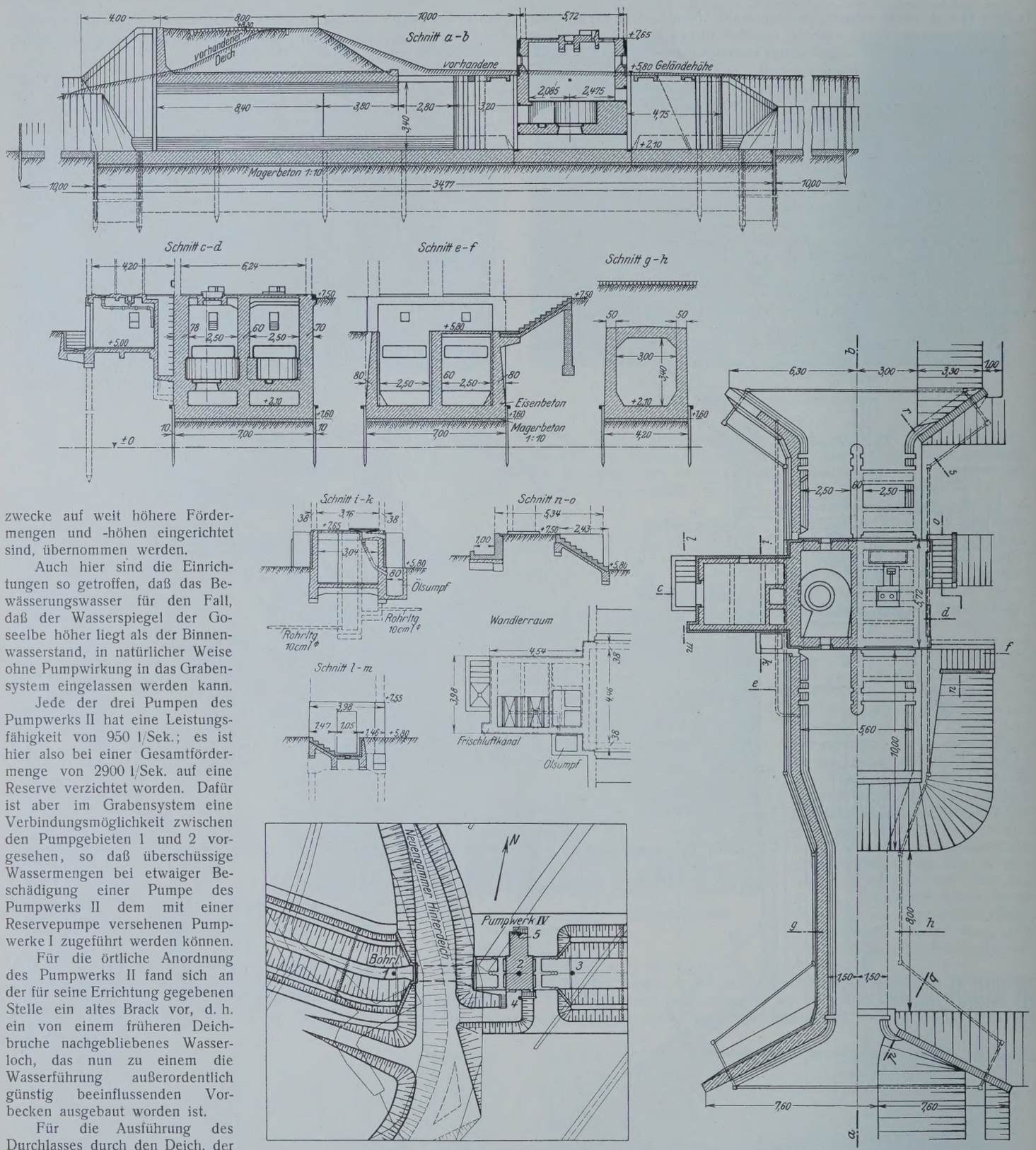


Abb. 36. Konstruktionseinzelheiten des Pumpwerks IV.

zwecke auf weit höhere Fördermengen und -höhen eingerichtet sind, übernommen werden.

Auch hier sind die Einrichtungen so getroffen, daß das Bewässerungswasser für den Fall, daß der Wasserspiegel der Goseelbe höher liegt als der Binnenwasserstand, in natürlicher Weise ohne Pumpwirkung in das Grabensystem eingelassen werden kann.

Jede der drei Pumpen des Pumpwerks II hat eine Leistungsfähigkeit von 950 l/Sek.; es ist hier also bei einer Gesamtfördermenge von 2900 l/Sek. auf eine Reserve verzichtet worden. Dafür ist aber im Grabensystem eine Verbindungsmöglichkeit zwischen den Pumpgebieten 1 und 2 vorgesehen, so daß überschüssige Wassermengen bei etwaiger Beschädigung einer Pumpe des Pumpwerks II dem mit einer Reservepumpe versehenen Pumpwerke I zugeführt werden können.

Für die örtliche Anordnung des Pumpwerks II fand sich an der für seine Errichtung gegebenen Stelle ein altes Brack vor, d. h. ein von einem früheren Deichbruche nachgebliebenes Wasserloch, das nun zu einem die Wasserführung außerordentlich günstig beeinflussenden Vorbecken ausgebaut worden ist.

Für die Ausführung des Durchlasses durch den Deich, der den gesamten Verkehr der hier fraglichen Gegend zu vermitteln hat, und für den Umleitungswege nicht zur Verfügung standen, mußte ein ganz neuer, zum Befahren mit den schwersten Landfuhrwerken geeigneter, einstweiliger, aber völlig sturmflutsicherer Deich errichtet werden.

Die gesamte Anordnung des Pumpwerkes ist aus den Zeichnungen Abb. 29 und aus den während der Bauzeit angefertigten Aufnahmen 30 bis 34 zu erkennen. Auch dieses Pumpwerk wurde unter Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens errichtet, ebenso wie die noch näher zu behandelnden Pumpwerke V und VI. Auch hier ist über dem Maschinenraume eine Wohnung für einen Maschinisten vorgesehen.

d) Das Pumpwerk III dient der Ent- und Bewässerung des nördlich der Goseelbe liegenden Pumpgebietes 3, Reitbrook. Entsprechend der erheblich geringeren Ausdehnung dieses Gebietes ist hier eine Fördermenge von nur höchstens 0,9 m³/Sek. zu bewältigen. Die Wasserstände außen und innen sind die gleichen wie bei Pumpwerk II. Hier sind zwei Pumpen von je 950 l/Sek. Leistungsfähigkeit vorgesehen, von denen mithin eine als Reserve dient. Um sie wirtschaftlich auszunutzen, soll sie jedoch für die normalen Pumpleistungen von vornherein mit herangezogen werden. Die selbsttätige Einschaltung ist so geregelt, daß die erste Pumpe bei einem Binnenwasserstande von + 3,40 über HN einsetzt und bei + 2,90 ausschaltet. Steigt trotz dieser Pumpwirkung das Wasser weiter, so schaltet die zweite Pumpe bei + 3,50 ein und bei + 3,20 aus. Die Lage und Anordnung dieses Pumpwerks ist aus Abb. 35 zu erkennen.

e) Das Pumpwerk IV des Entwässerungsbezirkes 4, Neuengamme, hat eine Höchstwassermenge von 1,9 m³/Sek. zu fördern und hierbei den Binnenwasserstand auf + 3,50 zu senken; es ist also hier, da der Vorfluter der gleiche ist, mit einer geodätischen Förderhöhe von 1,60 m zu rechnen.

Das Pumpwerk wird mit zwei Pumpen von je 950 l/Sek. Leistungsfähigkeit, also ohne Reserve, ausgestattet. An Stelle der fehlenden Reservepumpe ist, ähnlich wie zwischen den Gebieten 1 und 2, eine Grabenverbindung zwischen den Gebieten 3 und 4 vorgesehen, so daß die im Pumpwerke III vorgesehene Reserve zur Entlastung des Pumpgebietes 4 mit herangezogen werden kann.

Die Wirkung der Entwässerungspumpen ist so gedacht, daß die erste Pumpe bei einem Binnenwasserstande von + 4,00 ein- und bei + 3,50 ausschaltet. Bei einem weiteren Steigen setzt die zweite Pumpe bei + 4,10 ein und schaltet bei + 3,80 wieder aus.

Die Bewässerungsanforderungen fallen bei den Pumpwerken III und IV erheblich gegen die Entwässerungsleistungen ab und können vermöge der Wechselschieber ohne weiteres miterfüllt werden.

Die Anordnung des Pumpwerks IV am Neuengammer Hinterdeiche und seine Einzelausgestaltung zeigt Abb. 36.

Schöpfwerke III und IV besitzen je einen, vom Schwimmer des Zuflußgrabens betätigten 50-kVA-Wandler und arbeiten auch tagsüber selbsttätig. Eine in gewissen Zeiträumen vorzunehmende Prüfung auf ordnungsmäßigen Zustand aller Teile wird von den Maschinisten der Pumpwerke II und VI mit wahrgenommen.

Die Pumpwerke III und IV sind noch im Bau und werden im Laufe dieses Winters in Betrieb genommen werden.

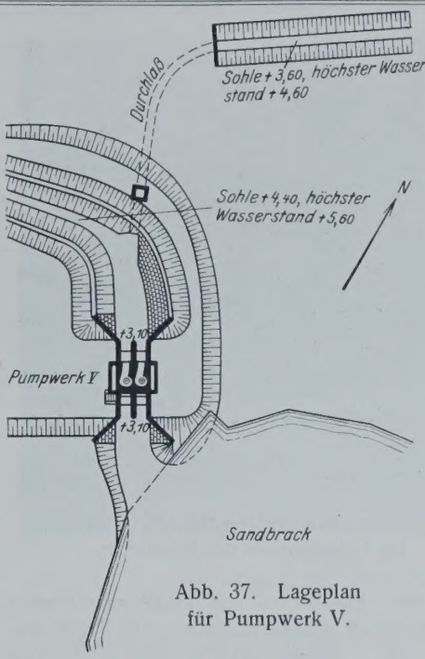


Abb. 37. Lageplan für Pumpwerk V.

Außer diesen vier gleichzeitig der Ent- und Bewässerung dienenden Pumpwerken sind zur Bewässerung der hochliegenden Teile der einzelnen Meliorationsgebiete noch drei kleine Pumpwerke vorgesehen, von denen bisher zwei, die Pumpwerke V und VI, bereits ausgeführt und im Betriebe sind.

f) Das Pumpwerk V ist das kleinste des ganzen Entwässerungsgebietes. Es dient der Versorgung des östlichen Teils von Ochsenwärder, der sich an den Deich der Norderelbe anlehnt und wegen seiner hohen Lage die Bezeichnung „Am hohen Deich" trägt. Durch die Bewässerung vom Pumpwerke I aus konnte dieses Gebiet nicht mehr erreicht werden. Das

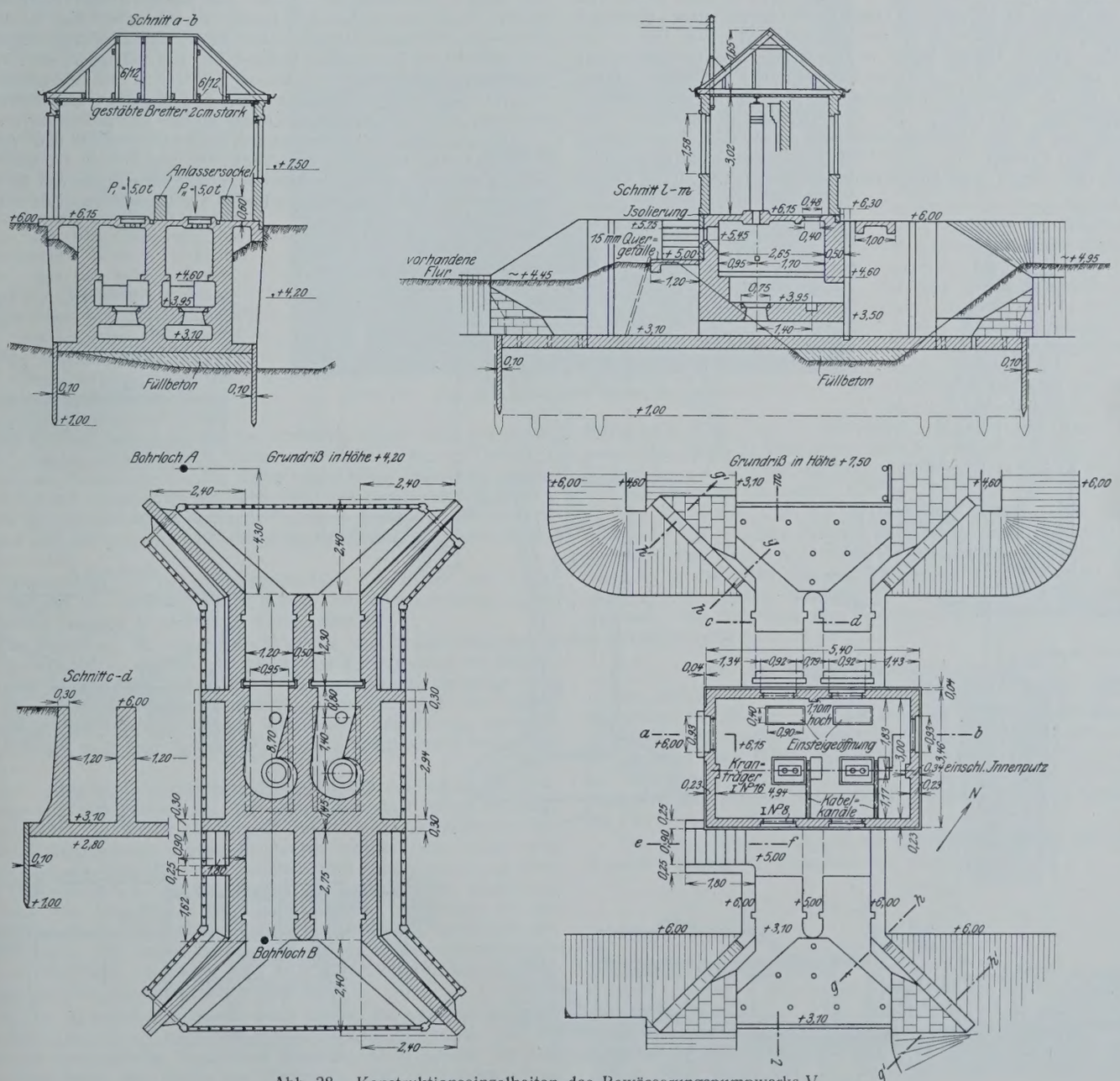


Abb. 38. Konstruktionseinzelheiten des Bewässerungspumpwerks V.

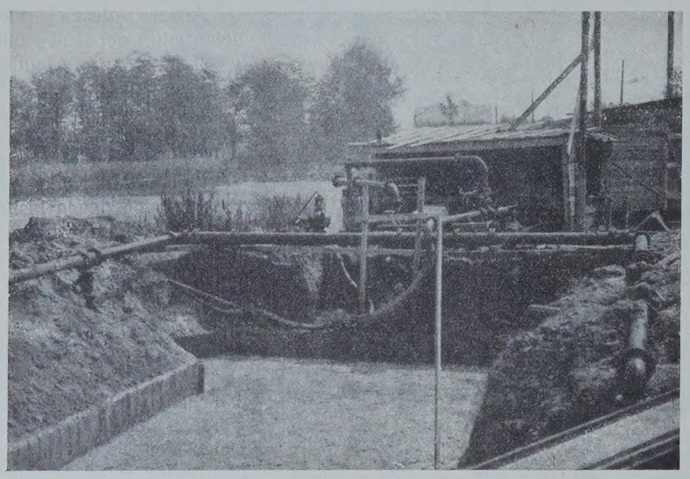


Abb. 39. Die durch Grundwasserabsenkung trockengelegte Baugrube des Pumpwerkes V. Im Hintergrunde das Sandbrack.

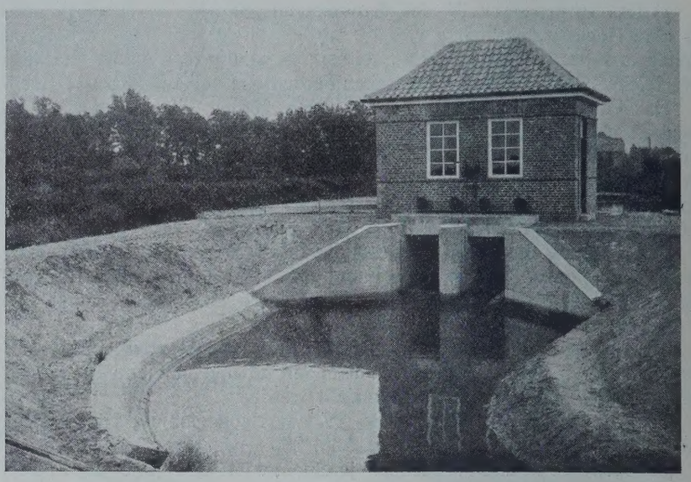


Abb. 40. Das fertige Pumpwerk V neben dem gärtnerischen Versuchsfeld in Fünfhausen.

Pumpwerk liegt in der Ortschaft Fünfhausen und erhält sein Wasser aus dem neben dem Landscheidewege liegenden sogenannten Sandbrack, dessen Wasserstand im Mittel auf + 4,0 über HN gehalten wird. Von da ist das Wasser in die nach den Ochsenwärder Sammelgräben führenden Zuleitungsgräben zu pumpen (s. den Lageplan Abb. 37). Die zu erreichenden größten Höhen liegen im nördlichen Zuleitungsgraben auf + 4,80, im südlichen auf + 5,60, so daß die größte Förderhöhe 1,60 m beträgt. Die zu fördernden Wassermengen betragen für den südlichen Zuleitungsgraben 250 l/Sek., für den nördlichen 150 l/Sek. Das Pumpwerk ist an das Niederspannungsnetz der H. E. W. angeschlossen und mit zwei Pumpen von je 200 l/Sek. Leistungsfähigkeit ausgestattet. Es wird nach Bedarf vom Maschinisten des Pumpwerkes II in Betrieb gesetzt.

Die bauliche Anordnung ist aus Abb. 38 zu erkennen; Abb. 39 u. 40 zeigen ein Stadium der Bauausführung und das fertige kleine Bauwerk, wie es sich der Landschaft anpaßt. Das Landschaftsbild entbehrt hier insofern nicht eines malerischen Reizes, als sich unmittelbar neben dem Pumpwerke ein staatlich eingerichtetes und betriebenes landwirtschaftliches und gärtnerisches Versuchsfeld befindet, auf dem fortlaufend nach wissenschaftlichen Grundsätzen, in Anlehnung an die in den Vierlanden vorwiegend angetroffenen Bodenarten, die besten Kultur- und Bebauungsverfahren unter sachverständiger Leitung erprobt und gelehrt werden.

Die Ausführung auch dieses kleinen Bauwerkes geschah unter Anwendung des Grundwasserabsenkungs-Verfahrens, wie Abb. 39 erkennen läßt. Das war geboten wegen der unmittelbaren Nähe eines Bracks und der daher vorgefundenen äußerst ungünstigen Boden- und Grundwasserverhältnisse.

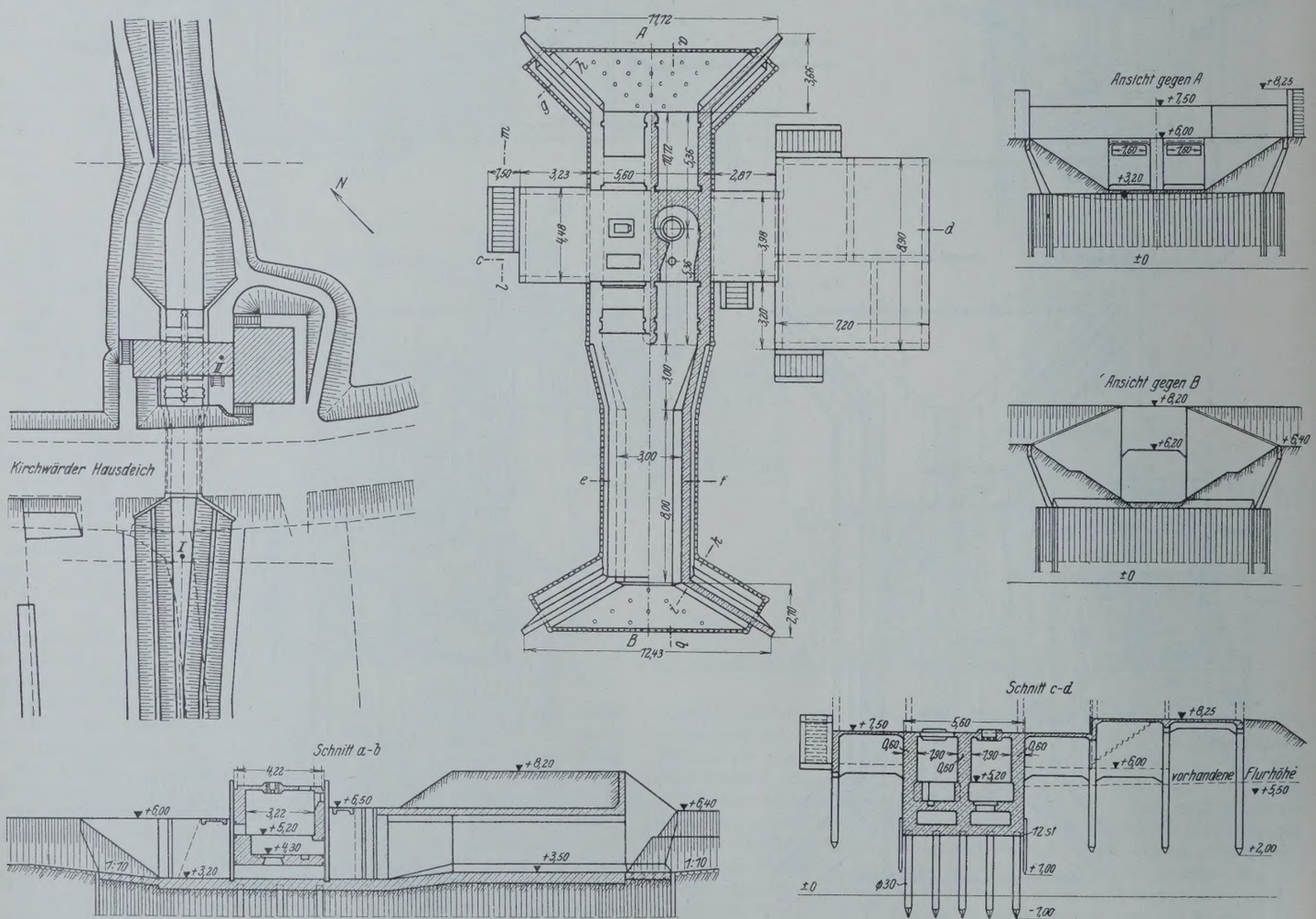


Abb. 41. Konstruktionseinzelheiten des Pumpwerkes VI in Kirchwärder.

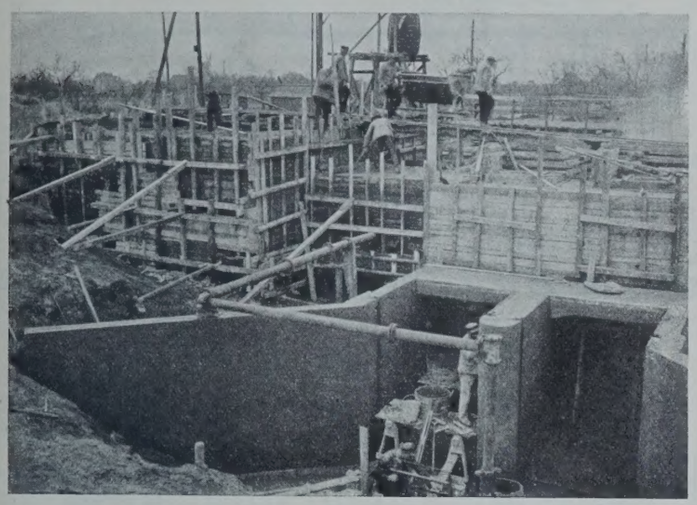


Abb. 42. Pumpwerk VI. Bau der Pumpeneinläufe im Schutze einer Grundwasserabsenkung.

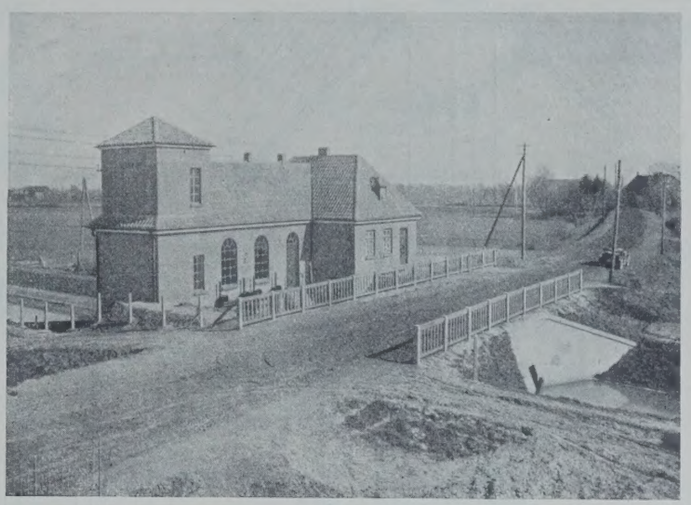


Abb. 44. Das fertige Pumpwerk VI.

g) Das Pumpwerk VI in Kirchwärder dient ebenfalls zur Hauptsache der Bewässerung, und zwar des größten Teiles von Kirchwärder. Es liegt weit oben am Oberlauf der Goseelbe, da, wo dieser Fluß nur noch ein schmaler Graben ist. Wegen dieser ungünstigen Lage war zu befürchten, daß das Pumpwerk das von ihm bei der Bewässerung zu fördernde Wasser in einer rechnungsmäßig ermittelten Gesamtmenge von 1000 l/Sek. nicht in ausreichender Weise vorfinden würde, um so mehr, als der mangelhafte Zustand der in unregelmäßigen und vielen Windungen durch das Gelände verlaufenden Goseelbe die Fortleitung des von dem Überschöpfwerk bei Pumpwerk I hinzugepumpten Wassers außerordentlich erschwert. Es ist deshalb Vorsorge getroffen, daß das Pumpwerk VI aus dem nicht weit östlich entfernt vorbeifließenden Elbstrome von dem hier am Deiche zu errichtenden Pumpwerke VII, das weiter unten näher beschrieben werden soll, mit Wasser versorgt werden kann. Das soll dadurch erreicht werden, daß an der Kreuzungsstelle des nach Ostkrauel führenden Bewässerungsgrabens mit der Goseelbe eine Auffüllungsmöglichkeit der Goseelbe geschaffen wird.

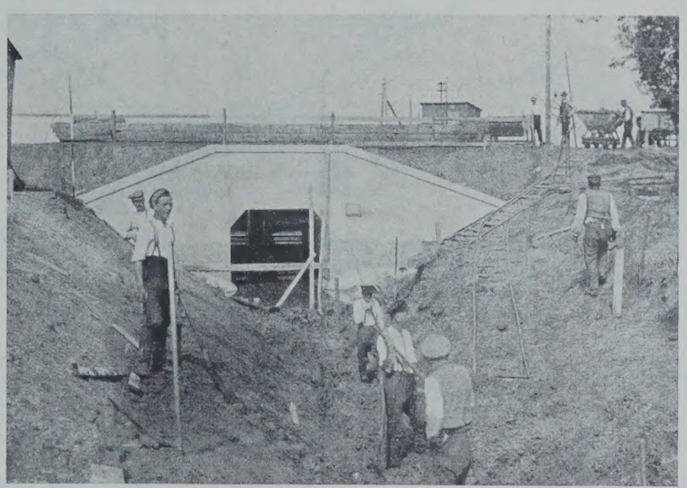


Abb. 43. Bau des Deichdurchlasses für Pumpwerk VI.

Pumpwerk VI hat im ungünstigsten Falle das Wasser von + 4,50 über HN auf die Höhe + 6,20 zu heben. Soweit wie möglich werden die Gräben zunächst in natürlicher Weise aufgefüllt.

Das Pumpwerk ist, wieder durch Einbau von Wechselschiebern, so eingerichtet, daß es auch für die Zwecke der Entwässerung des Binnenlandes mit herangezogen werden kann. Hierfür waren als Grundlagen anzunehmen, daß der Binnenwasserstand auf + 4,60 liegt, der Außenwasserstand der Goseelbe dagegen auf + 5,10. Die Pumpen sind aber ausschließlich nach den für die Bewässerung maßgebenden Werten bemessen.

Das außendeichs angeordnete Pumpwerk ist mit einem 50-kVA-Wandler und zwei Pumpen mit einer Leistungsfähigkeit von je 500 l/Sek. ausgestattet. Das Wasser wird durch einen Zuleitungsgraben von der Goseelbe herangeführt, in das Pumpbecken gehoben und durch einen Durchlaß in das Binnenland dem anschließenden Sammelgraben zugeleitet. Abb. 41 bis 44 zeigen die Einzelheiten des Baues und der Ausführung, die auch hier dadurch erschwert wurde, daß der Landverkehr auf dem wegen des Durchlaßbaues zu unterbrechenden Deiche aufrechterhalten werden mußte. Zu diesem Zwecke war eine auf Schienen verschiebbare hölzerne Notbrücke vorgesehen, die es ermöglichte, das Bauwerk nacheinander in zwei Bauabschnitten zu errichten.

h) Das Bewässerungspumpwerk VII hat die Aufgabe, die hochliegenden Flächen von Kirchwärder, Neuengamme und Krauel und ein besonders hochliegendes Gebiet von Ostkrauel zu bewässern. Es liegt unmittelbar hinter dem Deiche des Elbstromes, ganz am äußersten Ende des gesamten Meliorationsgebietes. Das Wasser wird hier also nicht der abgeschleusten Goseelbe, sondern dem in der Regel höhere Wasserstände aufweisenden Elbstrome entnommen. Der mittlere Hochwasserstand der Elbe liegt in den für die Bewässerung hauptsächlich in Frage kommenden Sommermonaten Juni bis August auf etwa + 5,50 über HN, doch sind die Pumpen so eingerichtet, daß sie auch noch für Wasserstände bis + 4,0 Wasser in ausreichender Menge schöpfen können. Außerdem ist natürlich durch Einbau eines Freilaufgerinnes dafür gesorgt, daß das Wasser bei genügend hohen Wasserständen mit natürlichem Gefälle in das Grabensystem eingelassen werden kann.

Die größte Fördermenge beträgt 1500 l/Sek., von denen 100 l/Sek. auf das am höchsten liegende Gebiet von Ostkrauel und der Rest von 1400 l/Sek. je zur Hälfte auf den Neuengammer Sammelgraben und auf die Auffüllung der Goseelbe entfallen (Abb. 45). Zu heben ist das Wasser nach Ostkrauel auf + 7,0, nach Neuengamme auf + 6,40, nach der Goseelbe auf 5,40.

Das Pumpwerk, das erst im laufenden Baujahre 1926 hergestellt worden ist, ist mit drei Pumpen von je 500 l/Sek. Förderleistung ausgestattet. Das Wasser wird durch ein sturmflutfrei gesichertes Deichsiel (Abb. 46) in das Vorbecken des Pumpwerks geleitet und in die Fortleitungsgräben gehoben. Die bauliche Ausgestaltung ist aus Abb. 47 zu erkennen. Die Bedienung des Pumpwerks geschieht von Maschinisten des Pumpwerks VI.

Berechnung der Grabenquerschnitte.

Bei der sich aus einem 24stündigen schweren Landregen ergebenden Regenhöhe von 55 mm war, wie eingangs erwähnt, angenommen, daß ein Drittel durch Verdunstung und Versickerung aufgezehrt wird, während die restlichen zwei Drittel in 4 × 24 Stunden in den Gräben gesammelt und den Pumpen zugeführt werden sollen. Das ergab bei 1 ha eine sekundlich abzuführende Wassermenge von 1,06 l, die durch Kuwerwasser auf 1,20 l/Sek. ha erhöht worden war.

Die Querschnittabmessungen der Entwässerungsgräben sind nach der bekannten Formel von Ganguillet und Kutter

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

ermittelt worden, wobei als Rauhigkeitskoeffizient $n = 0{,}03$ angenommen ist.

Die Bestimmung des Spiegelgefälles ging von der Annahme aus, daß zu Zeiten der größten Regenfälle der Wasserspiegel vor den Pumpwerken 1,20 m tiefer liegen soll, als das tiefste Land des zugehörigen Entwässerungsgebietes.

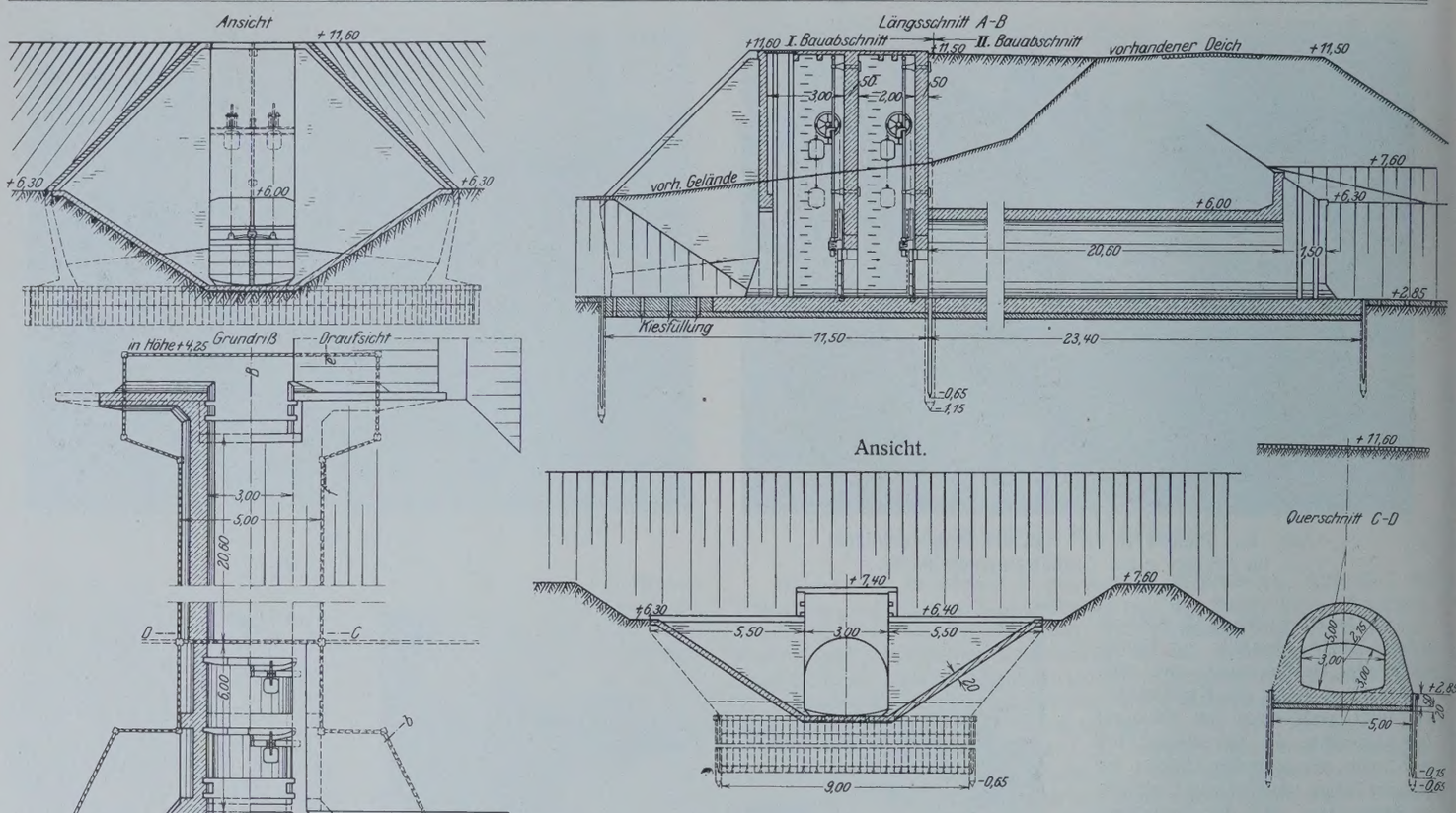


Abb. 46. Das Deichsiel bei Pumpwerk VII unter dem Neuengammer Elbdeich mit Sturmflutsicherungen.

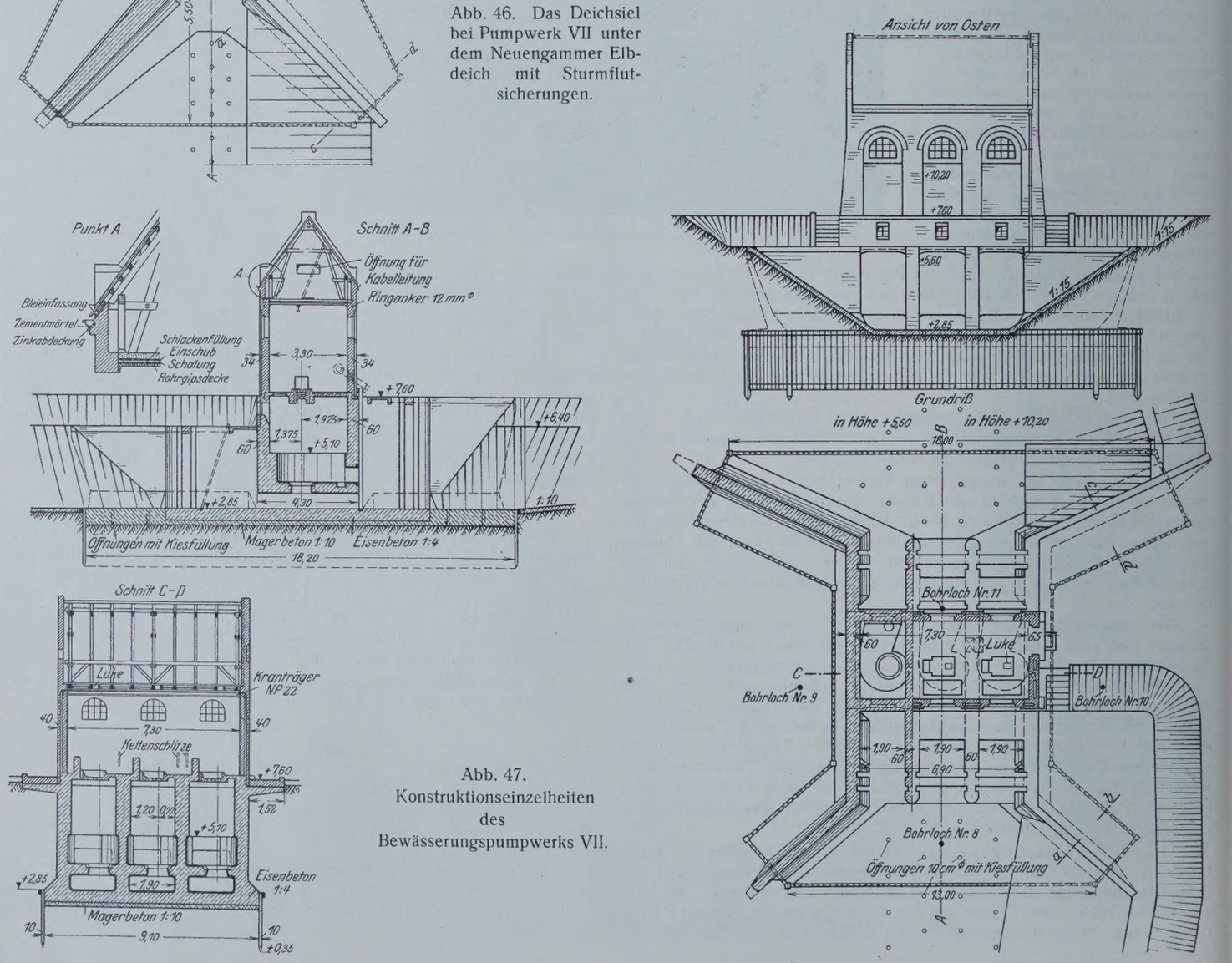


Abb. 47. Konstruktionseinzelheiten des Bewässerungspumpwerks VII.

Abb. 45. Die zu den Pumpwerken VI und VII gehörenden Grabensysteme.

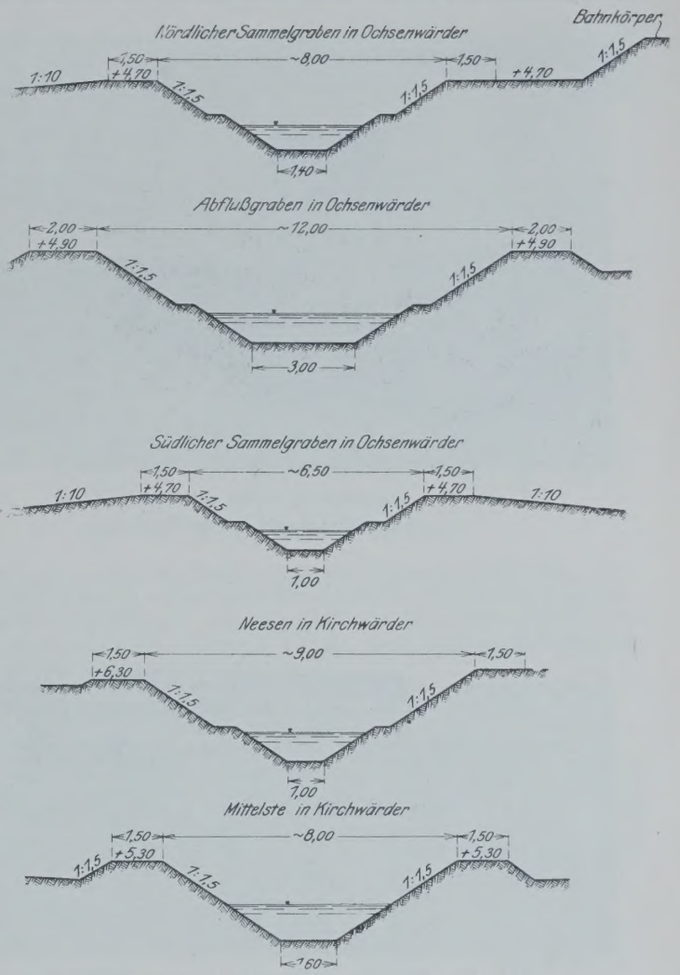


Abb. 48. Einige Grabenquerschnitte

Von diesen Wasserhöhen an den Pumpwerken ausgehend, sind die Spiegelgefälle für die einzelnen Sammelgräben grabenaufwärts bestimmt worden. Dabei wurde die Forderung zugrunde gelegt, daß der Wasserspiegel sich möglichst dem Gefälle des Geländes anzupassen habe und mindestens 60 cm unter der tiefsten Fläche der zugehörigen, von den Gräben zu entwässernden Geländeflächen liegen müsse. Da die Bohrungen des Geländes an sehr vielen Stellen in geringen Tiefen das Vorhandensein von Triebsand ergab, ist ferner als größte Wassertiefe in den Gräben (immer unter Annahme der größten Regenfälle) 1 m angenommen worden. Ein Anschneiden der Triebsandschichten ließ sich aber auch so an vielen Stellen nicht vermeiden. Rechnungsmäßig brauchte eine Wassertiefe von 1 m erst angenommen zu werden, wenn die abzuführenden Wassermengen mehr als 1000 l/Sek. ha ergaben.

Die nach diesen Gesichtspunkten berechneten theoretischen Grabenquerschnitte sind bei der Ausführung erheblich vergrößert worden, weil die Gräben durch das vielfache Auftreten von Triebsand in ihren unteren Böschungen stark zusammenfließen werden, weil ferner erfahrungsgemäß in kurzer Zeit durch den Pflanzenwuchs eine beträchtliche Querschnittverminderung einzutreten pflegt, und hauptsächlich auch, weil die Sammelgräben bei schweren Regenfällen so schnell wie möglich das Wasser in größerer Menge aufzunehmen haben, damit beim Pumpen stets eine genügend große Wassermenge vorhanden ist. Nur dadurch läßt sich ein allzu häufiges Ein- und Ausschalten der Pumpen vermeiden.

Geringere Sohlenbreiten als 1 m sind grundsätzlich vermieden worden.

Für die Bewässerung ist mit einem sekundlichen Wasserverbrauch von 0,3 l/ha gerechnet worden.

An vielen Stellen mußten die Gräben da, wo die Geländeverhältnisse es erforderten, zur Aufnahme des Bewässerungswassers in ganzer Länge eingedämmt werden. Durch den dadurch bedingten Verbrauch von Erdmassen konnte fast überall ein Ausgleich der Abtrag- und Auftragmengen erzielt werden.

Außer den im vorstehenden geschilderten einzelnen Hofentwässerungen bestanden aus früheren Zeiten zahlreiche Entwässerungsverbände mit größeren zusammenhängenden Grabensystemen, gemeinschaftlichen Deichsielen und größeren Schöpfmühlen. Soweit wie irgend möglich sind diese Grabensysteme in die neue Entwässerung mit hineingezogen worden. Hierzu war allerdings fast überall eine mit erheblichen Erdarbeiten verbundene Anpassung der vorhandenen Gräben an die neuen Entwässerungseinrichtungen erforderlich.

Die Aufteilung des Landes ist von alters her so gestaltet, daß die Gehöfte sich binnendeichs an die Deiche legen und das zu dem Gehöfte gehörige Land sich in das Binnenland hinein erstreckt und an seiner Rückseite mit dem Anlieger des gegenüberliegenden Deiches zusammenstößt. Das gesamte Land ist so in etwa rd. 20 m breite, durch schmale Längsgräben voneinander getrennte Hagen gegliedert, so daß zu einem Gehöfte je nach der Größe eine mehr oder weniger große Anzahl Hagen gehört. Alle diese zu einem Hofe gehörigen Zwischengräben sind dann durch Quergräben miteinander verbunden, die das anfallende Wasser einem meistens an der Grenze des Hofes angeordneten Zuggraben zuführten. Die staatlich ausgeführten Arbeiten erstreckten sich nun immer nur bis auf den Anschluß dieses Zuggrabens an den das Land parallel mit den Deichen durchschneidenden Sammelgraben. Je nach der Breite des Landes zwischen je zwei Deichen sind ein oder zwei derartiger Sammelgräben geschaffen worden, die das von ihnen gesammelte Wasser an die nach den Pumpwerken führenden Abflußgräben abgeben, von wo es dann in der geschilderten Weise in die Goseelbe gepumpt wird. Abb. 48 zeigt einige der hauptsächlichsten Grabenprofile.

Bei der Anordnung der Lage der Sammel- und der Abflußgräben war Rücksicht darauf zu nehmen, daß das Land schon jetzt zum Teil durch unbefestigte Landwege aufgeschlossen ist, die in ihrer Lage nur

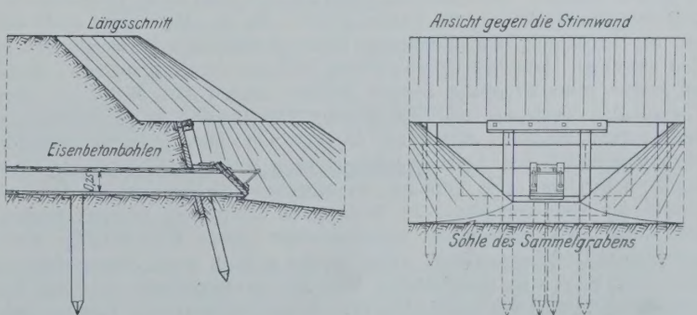


Abb. 49. Ausmündung eines Holzsieles in den Sammelgraben.

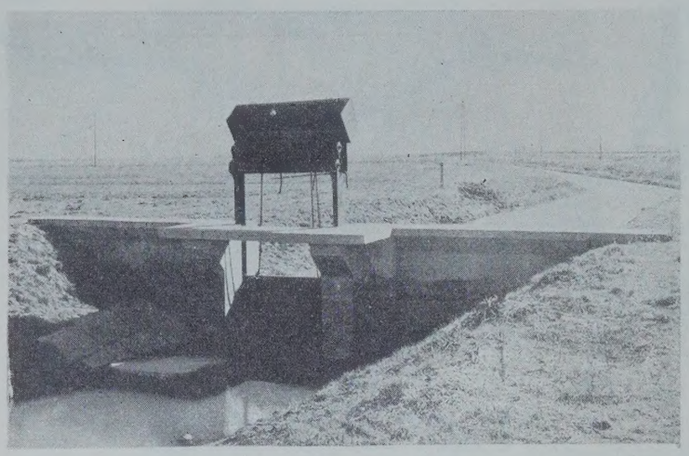


Abb. 50. Einfaches Stauwerk mit einer Öffnung. Die Schutzkappe ist geöffnet.

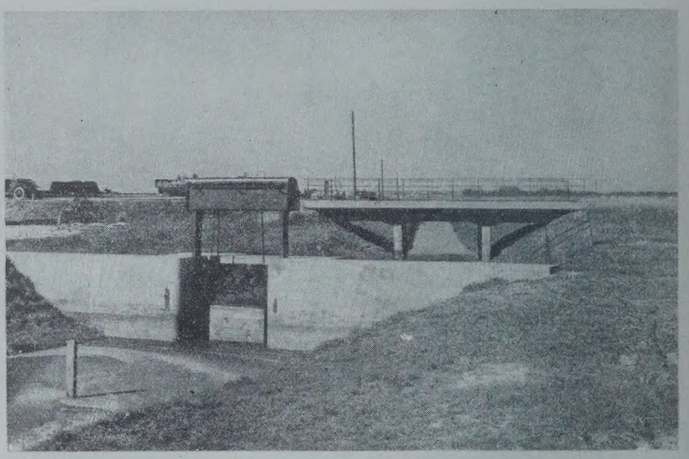


Abb. 51. Einfaches Stauwerk mit einer Öffnung neben einer Straßenbrücke.

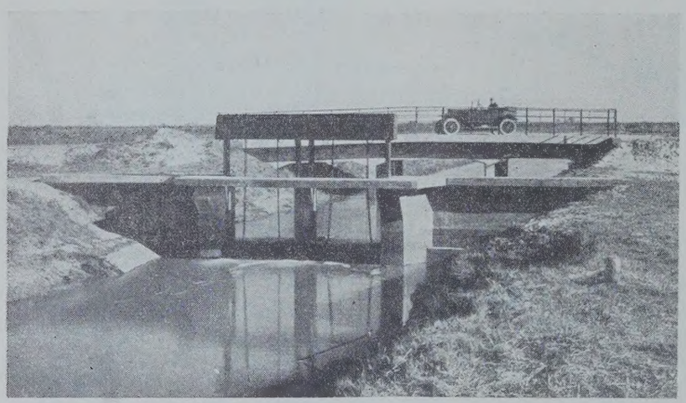


Abb. 52. Stauwerk mit zwei Öffnungen neben einer Straßenbrücke.

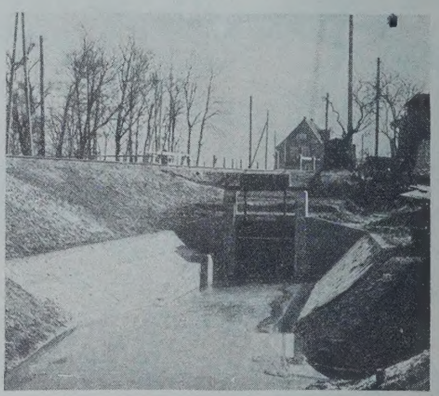


Abb. 53. Stauwerk in Verbindung mit einem Durchlaß.

unwesentlich verändert, zu befestigten Verkehrswegen ausgebaut werden sollen. Da, wo solche Wege nicht vorhanden sind, war auf die Anlegung neuer Verkehrswege Bedacht zu nehmen. Bei der Anlegung dieser Landstraßen wurde davon ausgegangen, daß das Land erfahrungsgemäß bis auf etwa 400 m Tiefe von dem zugehörigen Gehöfte aus durch Garten- und Gemüsebau, das anschließende Hinterland dagegen als Acker- und Weideland ausgenutzt zu werden pflegt. Das wird sich auch bei Neusiedlungen an den neuen Straßen, zu denen die Melioration voraussichtlich in hohem Maße anreizen wird, wiederholen.

Der Anschluß des Zuggrabens an den Sammelgraben geschieht durch einfache Holzsiele quadratischen Querschnitts, die an beiden Enden mit hölzernen Klappen versehen sind. Ihre Bedienung und Unterhaltung ist Sache der Anlieger, die es so in der Hand haben, Wasser aus ihren Lokalgräben heraus oder zu Bewässerungszwecken in sie hinein zu lassen und zu erhalten. Ein solches Holzsiel und seine Ausmündung in den Sammelgraben, das durch Eisenbetonpfähle und -bohlen befestigt ist, zeigt Abb. 49.

Stauwerke.

Da die Geländehöhen in den einzelnen Bezirken schwanken, eine möglichst genaue Anpassung der Grundwasserstände an die Geländehöhe aber für viele Kulturarten von ausschlaggebender Bedeutung ist, mußte ferner das ganze Meliorationsgebiet in eine größere Anzahl von Staustufen eingeteilt werden. Das geschah durch Einbau einer entsprechenden Anzahl von Stauwerken in die Sammelgräben, die so eingerichtet sind, daß sie die Erreichung und Erhaltung jedes gewünschten Wasserstandes in den einzelnen Haltungen gewährleisten. Einige dieser Stauwerke, deren im ganzen etwa 40 gebaut werden mußten, zeigen Abb. 50 bis 53. Ihre Unterbauten bestehen aus Eisenbeton. Sie sind mit je zwei hölzernen Schütztafeln versehen, deren jede für sich von einem gemeinschaftlichen Bedienungsstege aus betätigt werden kann. Die meisten dieser Stauwerke haben nur eine Öffnung; an einzelnen Stellen, wo die Grabenprofile für eine von Hand zu bedienende Schütztafel zu breit werden, sind auch zwei Öffnungen nebeneinander durch Einschaltung eines Zwischenpfeilers angeordnet. Der Einbau von je zwei Schütztafeln in jeder Öffnung war erforderlich, weil die Wasserstände bei der Bewässerung durch Überlaufen über die obersten Schütztafeln regelbar sein müssen und auch bei der Entwässerung Wasser nach stets wechselndem Bedarfe in den oberen Haltungen zurückgehalten werden muß, die sonst zum Teil leer laufen und ein zu starkes Austrocknen des Geländes verursachen würden. Die Bedienungsvorrichtungen dieser Stauwerke sind einfach und solide gehalten, um sie mit Rücksicht auf ihre Lage fern ab von jeder Bebauung tunlichst vor mutwilligen Beschädigungen zu schützen. Die Bedienung geschieht bei einer Reihe der zuerst ausgeführten Stauwerke (Abb. 50 bis 52) durch eichene mit Holzspeichen versehene Walzen, über die die Ketten, an denen die Schütztafeln hängen, geführt werden. Diese Ausführungsart hat aber nicht völlig befriedigt, so daß die übrigen Stauwerke anstelle der Ketten mit Zahnstangen und mit einem durch eine Handkurbel betätigten Schneckenantrieb ausgerüstet sind (Abb. 53). Zur Abdichtung sind an den Seiten der Tafeln sowie an der Ober- bezw. Unterkante Leisten aus gehobeltem Hartholze mit Messingschrauben befestigt. Zum Schutze vor Beschädigungen sind die Antriebvorrichtungen mit verschließbaren Schutzhauben aus verzinktem Eisenbleche versehen, in denen auch die Speichen bezw. die Handkurbeln untergebracht werden.

Mehrfach sind diese Stauwerke auch mit anderen Bauten kombiniert worden. Ein Beispiel hierfür zeigt Abb. 53, aus der zu ersehen ist, wie der Durchlaß unter der Straße Kirchendeich in Ochsenwärder zum Anschluß des Ochsenwärder Sammelgrabens an den Spadenländer Hauptentwässerungsgraben mit einem Stauwerke verbunden ist. Auch kommt es vor, daß Stauwerke in Grabenteilen, die für kleine Gemüsefahrzeuge schiffbar erhalten werden mußten, so einzurichten waren, daß beide Tafeln bei ausgespiegeltem Wasserstande so hoch gezogen werden können, daß sie eine Durchfahrtmöglichkeit für die beladenen Fahrzeuge gestatten.

Um beim Betriebe der Anlagen die Wünsche der Nutznießer in möglichst hohem Maße befriedigen zu können, ist das ganze Gebiet nach den Staustufen in Interessentschaften eingeteilt, deren Vertrauensmänner die jeweiligen Wünsche der Betriebsleitung aufzugeben haben und nach deren Angaben alsdann die Haltung des Wassers in den einzelnen Staustufen geregelt wird. Dadurch sollen Reibereien nach Möglichkeit vermieden werden, und schon jetzt hat sich diese Regelung im Betriebe gut bewährt.

Brücken und Durchlässe.

Die Kreuzung der Ent- und Bewässerungsgräben mit den Straßen und Eisenbahnen geschieht durch Durchlässe und Brücken, die durchweg

in Eisenbeton hergestellt worden sind. Beispiele hierfür zeigen Abb. 54 und 55. Der Berechnung der Durchlässe unter den Eisenbahnstrecken wurden Lokomotivachslasten von 17 t, wenn nur eine oder zwei Achsen zur Wirkung kommen, solche von 20 t zugrunde gelegt. Die Berechnung der Straßenbrücken ist je nach der Verkehrsbedeutung des betreffenden Straßenzuges mit Fuhrwerken von 5 oder 10 t Achslast bei 3,5 m Radstand und 1,4 m Spurweite und daneben mit einem Menschengedränge von 450 kg/m² durchgeführt. Die Brücken sind unter Vermeidung jeglicher Wasserhaltung, die sich nach den gesammelten Erfahrungen bei dem überall vorherrschenden Triebsande stets schwierig gestaltete und daher, wo sie nicht zu umgehen war, fast überall, auch bei den kleineren Bauwerken durch Absenkung des Grundwassers bewirkt wurde, als durchlaufende Balkenbrücken auf vier durch Eisenbetonpfähle gebildete Stützen in Eisenbeton hergestellt.

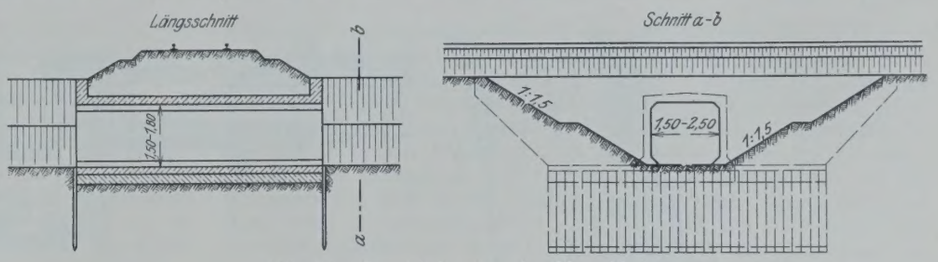


Abb. 54. Durchlaß unter der Marschbahn.

Eine weitere große Anzahl von Brücken wurde erforderlich zur Wiedervereinigung der durch die Sammelgräben durchschnittenen, zu einem Hofe gehörenden Ländereien. Nur in ganz wenigen Fällen ist es gelungen, die Landleute dazu zu bewegen, sich mit einem ihrer Nachbarn zusammen mit einer gemeinschaftlichen Brücke zu begnügen. So blieb nichts anderes übrig, als die Sammelgräben überall in mehr oder weniger dichter Folge mit Feldbrücken für Landfuhrwerke, Feldbahnbrücken für die vielfach gebräuchlichen Schmalspurgleise und auch mit Karrenstegen zu überspannen. Berechnet wurden die Feldbrücken für Ackerwagen von 3 t Gesamtgewicht, 2,5 m Radstand und 1,4 m Spurweite, die Feldbahnbrücken für Transportwagen von 1,5 t Gesamtgewicht, 1,0 m Radstand und 0,6 m Spurweite, die Karrenstege mit einer gleichmäßig verteilten Last von 300 kg/m². Auch diese kleinen Bauwerke, die in Abb. 56 u. 57 dargestellt sind, sind in Eisenbeton errichtet. Nach ihrer Fertigstellung sind sie in die Unterhaltung der Nutznießer übergegangen. Wo die Grabenprofile es zuließen, d. h. an den oberen Grabenenden, sind statt der Brücken gleichzeitig mit der Ausschachtung der Gräben und unter Ausnutzung der hierfür erforderlichen Wasserhaltung einfache Rohrdurchlässe nach der in Abb. 58 dargestellten Anordnung miteingebaut worden.

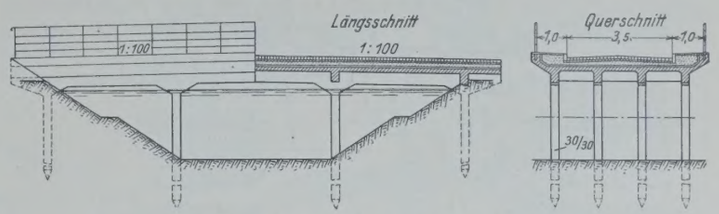


Abb. 55. Straßenbrücke in Eisenbeton.

Unterdückerung der Goseelbe in Neuengamme.

Zum Schlusse sei noch eines kleinen beachtenswerten Einzelbauwerkes Erwähnung getan, dessen Aufgabe in folgendem besteht:

Wie bereits bei der Besprechung der Pumpwerke VI und VII erwähnt, sind für die in erheblich ungleichen Höhen liegenden Gebietsteile im Osten des Bezirks für Bewässerungszwecke beträchtlich voneinander abweichende Wasserstände zu halten. So ist der normale Wasserstand der Goseelbe östlich vom Heerwege in Neuengamme (s. Lageplan Abb. 45) auf + 5,60 über HN zu halten. Als neueste Forderung ist hier hinzugetreten, daß dieser Teil der Goseelbe bis zum Kiebitzbrack, auf den die Schiffahrt sich bisher nicht ausdehnte, zur besseren Besiedelungsmöglichkeit des angrenzenden Landes schiffbar zu machen ist, mit einer Sohlenbreite von 4 m und einer jederzeit vorhandenen Mindestwassertiefe von 1 m. Der die Goseelbe kreuzende Bewässerungsgraben für das hochgelegte der bei Punkt *A* des Lageplanes durch ein Stauwerk abschließbare Teil der Goseelbe. Das letztere geschieht durch die beiden durch Schütze abschließbaren Durchflußöffnungen *n—n* (Abb. 59, Grundriß u. Schnitt *a—b*) dann muß, ebenfalls von Pumpwerk VII aus, unter ständiger Beibehaltung

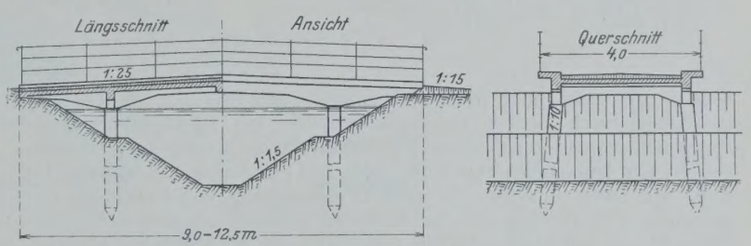


Abb. 56. Feldbrücke in Eisenbeton.

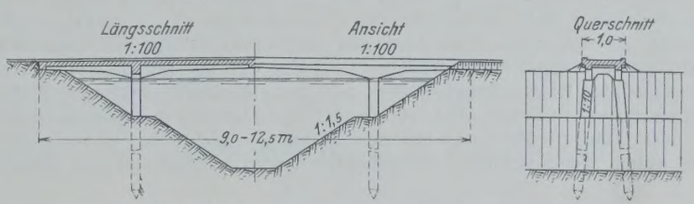


Abb. 57. Feldbahn- und Karrensteg in Eisenbeton.

des vorher in der Goseelbe erreichten Wasserspiegels der nach Krauel führende Bewässerungsgraben bis + 6,70 aufgehöht und erhalten werden. Das geschieht durch Unterdückerung der Goseelbe in der in Abb. 59 dargestellten Weise. Zur Ergänzung des aus der Goseelbe für Bewässerungs-

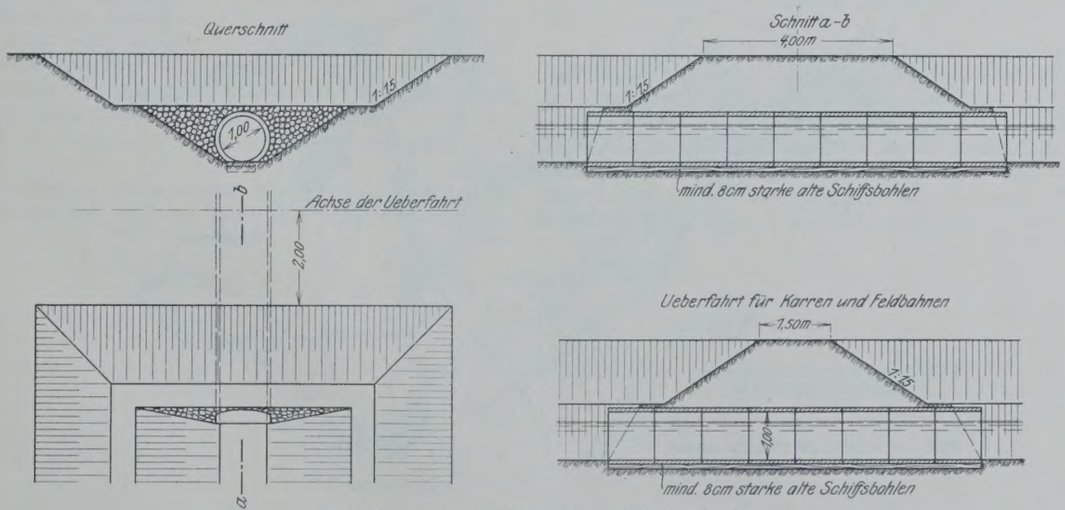
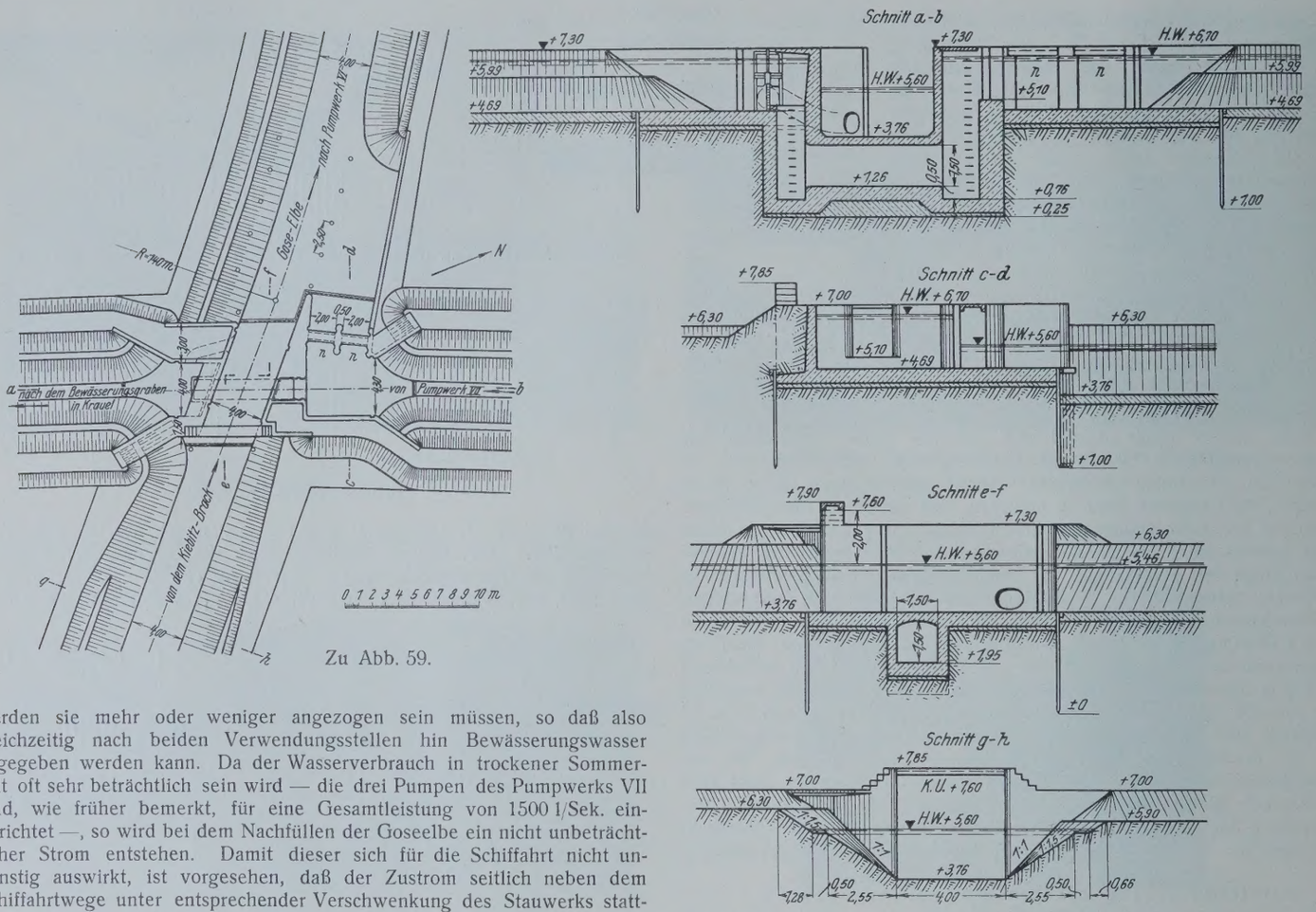


Abb. 58. Wagenüberfahrt mit Rohrdurchlaß.

Ostkrauel muß dagegen auf + 6,70 m aufgestaut werden. Diesen Aufgaben dient das in Abb. 59 dargestellte Bauwerk, das wie folgt wirkt:

Von Pumpwerk VII her wird zunächst der das Pumpwerk VI speisende Bewässerungsgraben auf + 5,60 aufgefüllt und von ihm auf gleiche Höhe zwecke entnommenen Wassers ist es jedoch gleichzeitig erforderlich, hier für ständige Nachfüllung zu sorgen. Die Schütze der Öffnungen *n—n* werden also bei der Aufhöhung des Wassers in dem Kraueler Graben nur in den seltensten Fällen ganz geschlossen werden; in der Regel



Zu Abb. 59.

werden sie mehr oder weniger angezogen sein müssen, so daß also gleichzeitig nach beiden Verwendungsstellen hin Bewässerungswasser abgegeben werden kann. Da der Wasserverbrauch in trockener Sommerzeit oft sehr beträchtlich sein wird — die drei Pumpen des Pumpwerks VII sind, wie früher bemerkt, für eine Gesamtleistung von 1500 l/Sek. eingerichtet —, so wird bei dem Nachfüllen der Goseelbe ein nicht unbeträchtlicher Strom entstehen. Damit dieser sich für die Schiffahrt nicht ungünstig auswirkt, ist vorgesehen, daß der Zustrom seitlich neben dem Schiffahrtwege unter entsprechender Verschwenkung des Stauwerks stattfindet. Ferner mußte noch Rücksicht genommen werden auf eine etwa erforderliche schnelle Entlastungsmöglichkeit des auf höchste Soll-Höhe angespannten Bewässerungsgrabens, weil bei plötzlich einsetzendem Platzregen sonst in kurzer Zeit verheerende Überschwemmungen eintreten können. Hierzu dient der aus der Zeichnung ersichtliche, 80 cm weite, mit einem Spindelschieber verschließbare Durchlaß. Um alle Teile dieses Bauwerks für die Bedienung zugängig zu machen, mußte es endlich noch mit einer Stegverbindung über die Goseelbe versehen werden, deren Konstruktionsunterkante 2 m über dem höchsten Wasserspiegel angeordnet ist.

Abb. 59. Unterdückerung der Goseelbe bei Punkt *A* des Lageplanes Abb. 45.

Baumittel und Beitragleistung der Nutznießer.

Im Winter 1925/26 haben sich die Neuanlagen, soweit sie bereits im Betriebe sind, nach jeder Richtung hin gut bewährt: Während die Ländereien in den Gemeindebezirken Ochsenwärder und Kirchwärder den ganzen Winter über, selbst bei den stärksten Niederschlägen, die überall in den Flußniederungen Deutschlands verheerende Überschwemmungen verursacht haben, trocken gehalten werden konnten und dadurch die

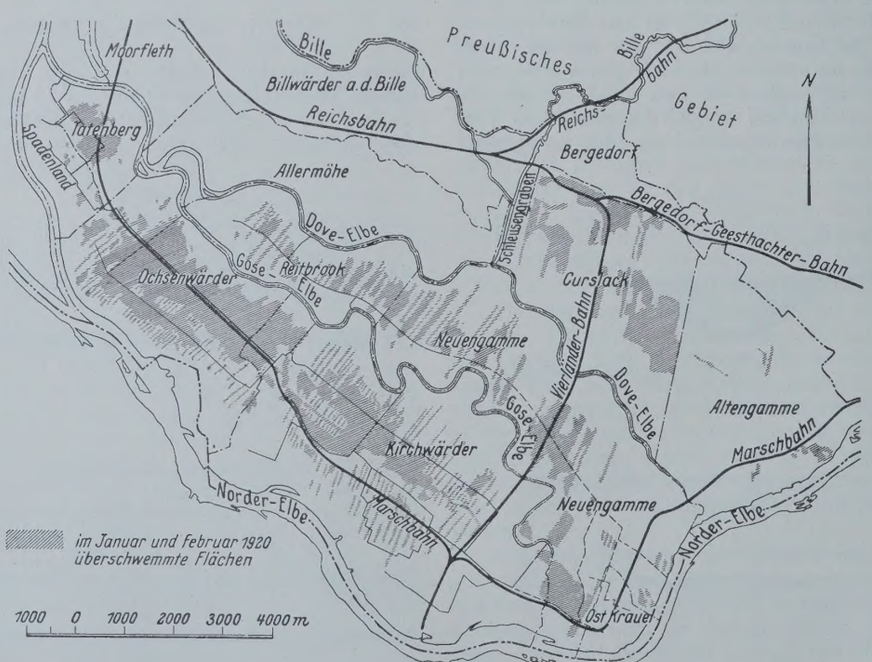


Abb. 60. Überschwemmungen vor Inangriffnahme der Meliorationsarbeiten.

Möglichkeit geschaffen war, hier die Bearbeitung des Landes und die Frühjahrsbestellung völlig ungehindert durchführen zu können, stand dagegen in den noch nicht entwässerten Gebieten das Land bis weit in das Frühjahr hinein zum erheblichen Teile gänzlich unter Wasser.

Um das näher zu erläutern, sind in den Abb. 60 u. 61 zwei charakteristische Überschwemmungen dargestellt. In Abb. 60 sind die Flächen schraffiert hervorgehoben, die im Winter 1920, also vor der Inangriffnahme der Meliorationsarbeiten von Überschwemmungen heimgesucht wurden. Die größten Überflutungen fanden, wie deutlich zu erkennen ist, in den tiefliegenden Gebieten von Ochsenwärder und Kirchwärder statt. Die entsprechende Abb. 61 zeigt demgegenüber, wie diese Gebiete, in denen die neuen Anlagen im Winter 1925 bereits im Betriebe waren, bei den gewaltigen Überschwemmungen um die Jahreswende, die überall in den Marschgebieten unserer Heimat katastrophale Folgen gezeitigt haben, völlig wasserfrei geblieben sind; während die übrigen

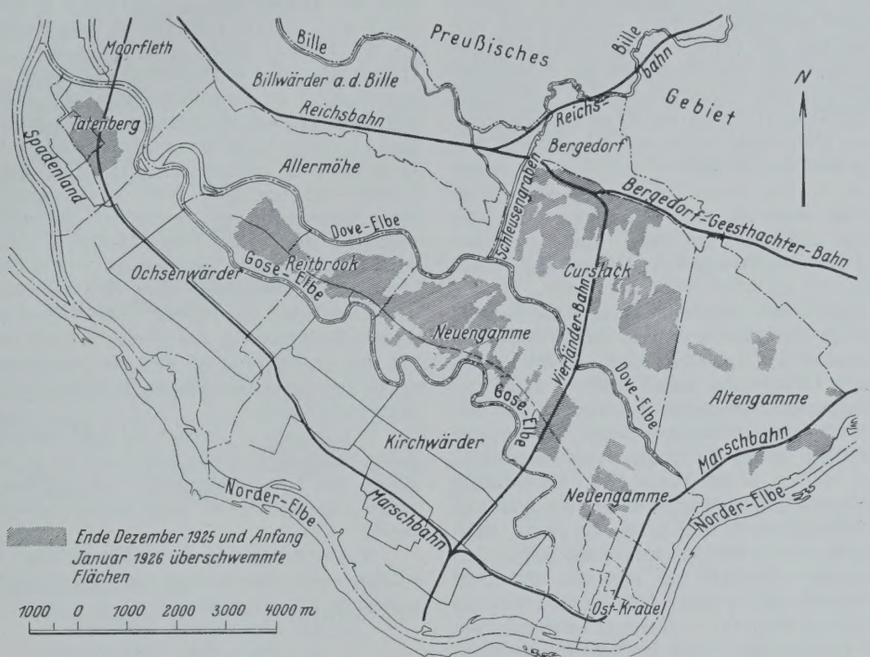


Abb. 61. Überschwemmungen nach Inbetriebnahme der Entwässerung in den Gemeinden Ochsenwärder und Kirchwärder.

Gebietsteile, wo die Anlagen noch nicht fertig sind, bedeutenden Überschwemmungen ausgesetzt gewesen sind, in einem Umfange, wie sie früher nur sehr selten, auch nicht im Jahre 1920, stattgefunden hatten.

Die Widerstände der Landbevölkerung, die wegen der von ihnen zu leistenden Beitragzahlungen großenteils sehr erheblich waren, sind daher jetzt, nachdem ihnen der Nutzen ihrer Entwässerung deutlich vor die Augen geführt ist, überall dem Wunsche nach möglichst beschleunigter Durchführung der Neuanlagen gewichen. Die dem Lande, das bisher in großen Teilgebieten völlig brach gelegen hat und auf dem vielfach nur Binsen und saures Gras gediehen, entstehenden Vorteile nach der nunmehr möglichen allmählichen Umwandlung aller dieser Ödländereien und aller Weideflächen zu erstklassigem Gemüselande und die damit verbundene Möglichkeit der Ansiedlung vieler kleiner Gemüsebauern sind nicht abzusehen.

Die von der Bevölkerung zu leistenden Beiträge sind nach langen Kämpfen so normiert worden, daß ein Jahr nach Inbetriebnahme des jeweiligen Entwässerungsbezirks für das dann folgende Jahr 10 R.-M./ha zu zahlen sind, steigend bis zum theoretischen Höchstbetrage von 30 R.-M. in jährlichen Abstufungen von 5 zu 5 R.-M. Um aber die Leistungsfähigkeit der Landleute und Gemüsebauern nicht zu überspannen, ist in dem diese Verhältnisse regelnden Gesetze bereits eine Nachprüfung der Zahlungen für den Winter 1928/29 vorgesehen. Von den bis dahin gesammelten Erfahrungen wird es abhängig gemacht werden, ob der Höchstsatz von 30 R.-M. je in Geltung kommen wird. Aber selbst diese theoretische Höchstleistung reicht nur gerade hin, um die Betriebs- und Unterhaltungskosten zu decken, während die für die Herstellung der Meliorationseinrichtungen erforderlichen Aufwendungen in Höhe von rund 9 000 000 R.-M. ganz und gar vom Hamburger Staate ohne jegliche Gegenleistung der Landbevölkerung aufgebracht worden sind. Sache der Gemeinden war es nur, den für die Durchführung des Baues erforderlichen Grund und Boden dem Staate kostenlos zur Verfügung zu stellen.

Die Aufstellung der Entwürfe und die Durchführung der gesamten Arbeiten, mit Ausnahme der Erd- und Baggerarbeiten in den Vorhäfen der Reitschleuse und der Abdämmung der Goseelbe, die von der Sektion für Strom- und Hafenbau geleitet wurden, lagen in den Händen des Ingenieurwesens der Baudeputation, Hamburg, zunächst unter der Oberleitung des Oberbaudirektors Sperber und nach dessen Übertritt in den Ruhestand am 1. April 1923 unter seinem Nachfolger, Oberbaudirektor Leo.

Die Durchführung aller Vorarbeiten, die Einzelbearbeitung der sämtlichen Entwürfe und die Bauleitung wurde von der IV. Ingenieurabteilung, bis zum Jahre 1922 unter der Leitung des jetzigen Baudirektors Brüggmann, von da ab von dessen Nachfolger, dem Verfasser dieses Aufsatzes, denen hierfür die Bauräte Stephan und Dresbach beigeordnet waren, wahrgenommen. Die gesamten maschinellen und elektrischen Einrichtungen sind von der Abteilung für Sielwesen unter der Leitung des Oberbaurats Brunotte entworfen und bearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke.

Von Dipl.-Ing. **Wilhelm Stoy**, Holzminden.

Lehrgerüste wurden früher fast ausschließlich aus Holz gebaut. Wenn heute Eisen als Baustoff verwendet wird, so liegt meist eine zwingende Notwendigkeit vor, z. B. bei geringer Bauhöhe, bei großen, für den Verkehr freizuhaltenden Öffnungen, insbesondere Schiffahrtöffnungen. Es genügt da allerdings in vielen Fällen die Anwendung eines eisernen Hilfsträgers. Werden Lehrgerüste wiederholt benutzt, so kann aus wirtschaftlichen Gründen ihre Herstellung aus Eisen in Frage kommen, z. B. beim Bau von Kanälen und Eisenbahnen. So verwenden die ehemaligen Königlich Bayerischen Staatsbahnen ein derartiges Gerüst für Wegeüberführungen mit und ohne Sparbogen.[1]) Eisen hat neben manchen Vorzügen den Nachteil, daß es von Wärmeänderungen mehr beeinflußt wird als Holz. Das eiserne Untergerüst der Illerbrücke bei Kempten zeigte Hebungen und Senkungen bis zu 2,5 cm. Diese Bewegungen können besonders dann unangenehm werden, wenn die eine Seite des Lehrgerüstes eine nördliche, die andere eine südliche Lage hat.[2]) Im allgemeinen wird man in Europa hölzerne Gerüste verwenden, da sie billig, leicht und schnell zu beschaffen sind.

Beim Entwurfe massiver Bogen- und Rahmenbauwerke für Brücken oder Hochbauten nimmt man auf die Gerüste vielfach wenig Rücksicht. Die Untersuchung der zu erbauenden Tragwerke wird peinlich genau durchgeführt, während die ihrer Lehrgerüste mehr oder weniger vernachlässigt wird nach dem Grundsatze: „Lehrgerüste konstruiert man und rechnet dann höchstens einige Teile nach". Dabei ist zu bedenken, daß die Lehrgerüste in manchen Fällen 20 bis 30 % der Gesamtbaukosten ausmachen. Man begnügt sich vielfach in der Praxis beim Vorentwurfe und Kostenanschlage damit, daß man den Holzaufwand des Lehrgerüstes ganz roh zu einem Drittel der Gewölbemassen in Rechnung setzt. Nach der im Handbuche der Ingenieurwissenschaften „Der Brückenbau", I. Bd., 5. Aufl. 1917, angeführten Tabelle II, 2 S. 434 u. 435, schwankt der Inhalt des Holzwerkes für 1 m³ Gewölbebaustoff bei den fest unterstützten Lehrgerüsten zwischen 0,20 und 0,49 m³. Der letzte Wert gilt für die von Séjourné erbaute steinerne Lavaurbrücke über den Agout,[3]) ein Lehrgerüst, das noch heute als Vorbild dienen kann, während bei der steinernen Antoinettebrücke bei Vielmur über den Agout derselben Eisenbahn und vom gleichen Erbauer nur 0,35 m³ erforderlich war. Bei der großen steinernen Isonzobrücke bei Görz entfallen 0,70 m³ und bei der von Hüser & Co. erbauten Betonbrücke Marienberg-Erbach,[4]) die allerdings ein sehr hohes Untergerüst hat, sogar 0,85 m³ Gerüstholz auf 1 m³ Gewölbebaustoff. Bei den freitragenden Lehrgerüsten der gleichen Tabelle schwankt der Wert sogar zwischen 0,14 und 0,68 m³, allerdings ist auch hier ein Mittelwert von $^1/_3$ m³ festzustellen. Noch unbefriedigender ist ein Vergleich der Zahlen der obenerwähnten Tabelle, worin der Inhalt des Holzwerkes — allerdings einschließlich Schalung und Unterstützung — für 1 m Binderfeld ausgerechnet ist. Beispielsweise ist für Nr. 28, 29 u. 30 dieser Tabelle $l = 50$ m unveränderlich der Inhalt des Holzwerkes für 1 m Binderfeld 71,6; 35,5; 33,4 m³; der Inhalt des Holzwerkes für 1 m³ Gewölbebaustoff 0,36; 0,26; 0,35 m³. Für Anordnungen mit sehr großem Binderabstande — die übrigens nicht empfehlenswert sind — dürfte nach der gleichen Quelle mindestens $^1/_5$ m³ Holz für 1 m³ Gewölbebeton erforderlich sein. Daß die Zahlen der oben angeführten Tabelle nur bedingten Wert haben, geht schon daraus hervor, daß in ihnen Obergerüst und Untergerüst zusammen und vielfach auch Schalung enthalten sind. Bei festen Gerüsten hoher Talbrücken steckt aber gewöhnlich der größte Aufwand an Holz in dem Lehrgerüstunterbau. Diesen Umstand berücksichtigt Muy bei der Stampfbetonbrücke Martinsfuhren der Eisenbahnlinie Aachen—Visé[5]) und ermittelt den Holzbedarf bei diesem Bauwerke für das Obergerüst des Dreigelenkbogens zu 6,2 % und für das Untergerüst zu 3 % des umbauten Raumes, beim Untergerüste der Kaiserstraßen-Überführung in Kaiserslautern[6]) zu 3,5 % des zugehörigen umbauten Raumes.

Schönhöfer[7]) rechnet auf 1 m² verbaute Fläche der Öffnung für eine Breite des Gewölbes von ungefähr 5 m, je nach der Taltiefe, 0,2 bis 0,35 m³ Holz. Bei Lehrgerüsten mit nur wenigen festen Stützpunkten oder bei vollständig freitragend ausgebauten Lehrgerüsten verringern sich diese Werte.

Gaber bezieht in seiner Abhandlung „Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste" (Berlin 1914, Julius Springer) den Holzverbrauch auf die Einheit

1. des überwölbten Raumes,
2. der überwölbten Grundfläche,
3. des Gewölbeinhalts,
4. des Produktes aus Grundfläche mal Spannweite,
5. des Produktes aus Grundfläche mal Spannweite mal Höhe

und schreibt dabei, daß die beiden letzteren dem Umstande Rechnung tragen, daß der Zeugaufwand etwa mit dem Quadrate der Spannweite des Bogens wächst.

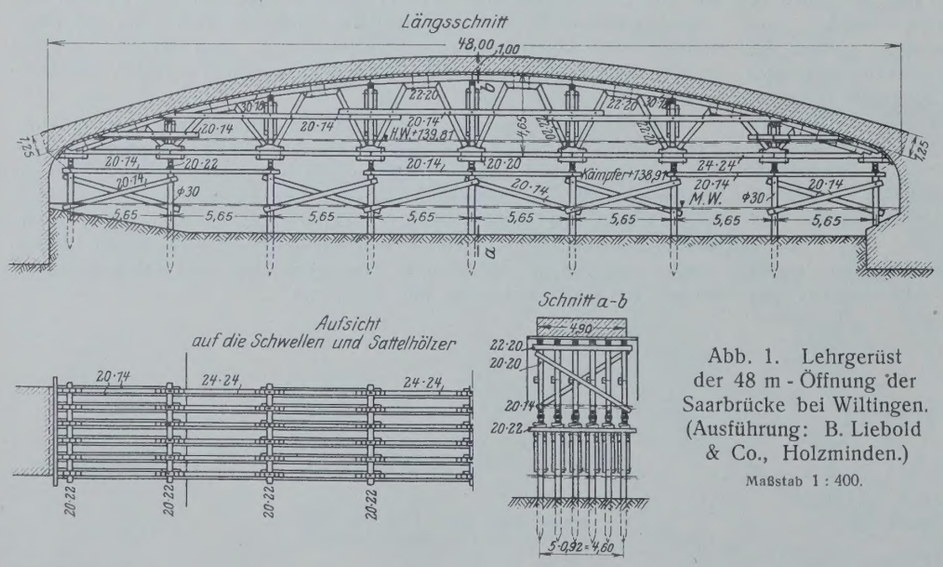


Abb. 1. Lehrgerüst der 48 m-Öffnung der Saarbrücke bei Wiltingen. (Ausführung: B. Liebold & Co., Holzminden.)

Maßstab 1 : 400.

Alle diese Angaben, die man im Schrifttum über den Holzaufwand findet, sind aufgestellt auf Grund ausgeführter Lehrgerüste ohne genauere Untersuchung, berücksichtigen aber nicht die Tatsache, daß viele Gerüste in dem Bestreben, sie „möglichst starr zu machen", stärker ausgeführt sind, als es die tatsächlichen Verhältnisse erfordern würden.

Die vorliegende Abhandlung hat sich zum Ziele gesetzt, festzustellen, welchen Einfluß die Gewölbestärke, die Stützweite, der Pfeil, das Raumeinheitsgewicht des Gewölbebaustoffes, die Binderentfernung, die Gesamtbreite des Bauwerkes auf den Holzverbrauch des Obergerüstes haben.

Hierbei wird zur Vereinfachung die Gewölbestärke im Scheitel, die man gewöhnlich vorher in der statischen Untersuchung des Tragwerkes genau festgelegt hat, als maßgebend zugrunde gelegt.

Bei der Vielgestaltigkeit der Lehrbogen sollen vorzugsweise die sogenannten Strebenwerke, die heute in weitgehendem Maße für nicht freitragende Lehrgerüste insbesondere als Obergerüste zur Anwendung kommen, behandelt werden. Bezüglich der Vorteile der Strebenwerke sei auf das Handbuch der Ingenieurwissenschaften „Der Brückenbau", Bd. I, S. 423, verwiesen. Als Musterbeispiel ist das Gerüst der von B. Liebold & Co. erbauten Stampfbetonbrücke über die Saar bei Wiltingen

[1]) Kirchner, Rüstungsbau, S. 75, 209 u. 210. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Leibbrand im Zentralbl. d. Bauv., 8. September 1906.

[3]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften „Der Brückenbau", I. Bd., 5. Aufl., S. 441, Tafel XIX. Leipzig 1917.

[4]) Beton u. Eisen 1912, S. 180.

[5]) Arm. Beton 1918, S. 22 bis 27. — [6]) Ebenda 1918, S. 41 bis 44.

[7]) Schönhöfer, Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau, S. 60. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

gewählt. Bei diesem Lehrgerüste sind alle Hölzer grundsätzlich stumpf gestoßen; die Ständer und Streben sind durch eiserne Klammern mit den Spannriegeln bezw. Kranzhölzern verbunden; eiserne Dollen in den Sattelhölzern sichern sie gegen seitliches Verschieben. Zapfen sind überall vermieden, um den Arbeitsaufwand möglichst klein zu halten und um die Hölzer ohne Abfall möglichst weitgehend wieder verwenden zu können.

Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke.

Der Binder ist die eigentliche Tragkonstruktion, und daher wird von ihm ausgegangen, und zwar wird das m² Binderfläche als Einheit allen Betrachtungen zugrunde gelegt. Bei ganz kleinen Spannweiten wird der ganze Binder als volle Bohlwand ausgebildet. Hiervon ausgehend wird der Holzbedarf der Kranzhölzer, Ständer, Streben usw. jedesmal in eine volle Bohlwand umgerechnet und deren Stärke t in cm bestimmt. Diese Ergebnisse werden einzeln zeichnerisch aufgetragen und dann auch zeichnerisch addiert. Zuletzt werden die so entstandenen Schaulinien dazu benutzt, um für eine große Anzahl ausgeführter Lehrgerüste die Werte t rechnerisch zu ermitteln und sie mit den vorhandenen zu vergleichen.

Als Binderfläche darf eine Parabelfläche Φ eingeführt werden, die begrenzt wird durch die innere Leibung der Schalung und die Oberkante der Ausrüstungsvorrichtungen. Als Spannweite l gilt die Grundlinie dieser Parabel und als Pfeil f_o ihr Stich. Bezeichnet ferner

e die Entfernung der Binder,
d die Stärke im Viertelpunkte des Gewölbes,
d_o die Stärke im Scheitel,
γ das Raumeinheitsgewicht des Gewölbebaustoffes,

so ist die Belastung je m Binder im Gewölbeviertel:

$$p = e\,d\,\gamma\,1{,}0$$

und die Belastung des Bogens im Scheitel je m $p_o = e\,d_o\,\gamma\,1{,}0$. Durch Einführung dieser Belastungseinheiten ist es möglich, die Untersuchungen auch auf massive Bogentragwerke, wie sie z. B. aus Eisenbeton im Brückenbau und besonders im Hochbau vorkommen, auszudehnen. Bei der Behandlung der ganzen Aufgabe werden entsprechend dem Aufbau der Lehrgerüste der Reihe nach untersucht der Einfluß

a) der Kranzhölzer,
b) der Ständer und Streben,
c) der Schwellen,
d) des Längsverbandes (Längszangen) und
e) des Querverbandes (Querzangen, Windverstrebungen und Schwerter).

Massenermittlung des Holzaufwandes für

a) Kranzhölzer. Wie schon oben bemerkt, besteht bei ganz kleinen Stützweiten und geringem Pfeile, wie sie sehr häufig im Hochbau vorkommen, der Kranz aus einer Bohle und stellt damit zugleich das ganze Lehrgerüst dar. Ähnlich liegen auch die Verhältnisse, wenn dieser aus mehreren Bohlenlagen zusammengesetzt wird, die durch Nägel oder Schraubenbolzen mit versetzten Stößen miteinander verbunden sind. Bei größeren Spannweiten setzt man den Kranz aus stärkeren Hölzern, den Kranzhölzern, zusammen. Diese sind an den Stoßstellen und nach Bedarf an dazwischenliegenden Punkten unterstützt.

Die Kranzhölzer werden auf Biegung beansprucht. Um ihre Belastung durch die Arbeiter und Geräte und die Stoßwirkungen beim Wölben zu berücksichtigen, wird bei der Berechnung in der Praxis durchweg die 1,5fache Gewölbelast zugrunde gelegt. Diese Zahl findet sich auch an verschiedenen Stellen des Schrifttums, z. B. Schönhöfer, Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau, S. 62 (Berlin 1911); Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band II, S. 267 (Berlin 1921); Kirchner, Rüstungsbau, S. 147. Wenn bisweilen nur die einfache Gewölbelast berücksichtigt wird, so werden die Beanspruchungen entsprechend niedrig gehalten, z. B. bei der Neckarbrücke Cannstatt,[8]) wo Kiefern- und Tannenholz auf Biegung nur mit 55 kg/cm² beansprucht werden durfte.

Beide Berechnungsarten werden den tatsächlichen Verhältnissen nur selten gerecht, man sollte vielmehr bestrebt sein, die Belastungsverhältnisse genauer zu erfassen und dann höhere Beanspruchungen zuzulassen. Die Annahme der 1,5fachen Gewölbelast ist für kleine Stützweiten bezw. geringe Gewölbestärken zu klein und für große Stützweiten bezw. große Gewölbestärken zu groß. Auf diesen letzten Punkt weist u. a. Colberg hin, Deutsche Bauztg. 1906, S. 233, Bau der Illerbrücke (Kempten). Er schreibt: „Als Grundlage für die Berechnung des Lehrgerüstes wurden seitens der Generaldirektion außerordentlich hohe Anforderungen gestellt, und zwar wurde gefordert, daß durchweg das 1,5fache Gewicht des Betons zugrunde gelegt würde. Wenn man annimmt, daß das Gewölbe der Hauptbogen in der Bruchfuge 2 m stark wurde, dann ist dieser hohe Sicherheitskoeffizient eigentlich kaum zu rechtfertigen. Diese Forderung blieb indessen bestehen."

Der Grad der Erschütterung und damit der Zuschlag zu der ruhenden Last ist abhängig von dem Gewichte der Stampfer, der Art des Stampfens, ob Maschinen- oder Handarbeit, und der Zusammensetzung des Betons.

Da Beobachtungen und Versuche über diesen Punkt bis jetzt nicht vorliegen, ist man auf Schätzungen angewiesen. Nach Ansicht des Verfassers dürfte man mit folgenden Belastungen den wirklichen Verhältnissen einigermaßen gerecht werden:

1. Belastung durch die Arbeiter und Geräte unveränderlich 300 kg/m²,
2. Erschütterungen beim Stampfen je nach der Stärke des Gewölbes,

bei 0,5 m Gewölbestärke $^1/_2$ des Gewölbegewichtes,
„ 1,0 „ „ „ $^1/_4$ „ „
„ 1,5 „ „ „ $^1/_6$ „ „
„ 2,0 „ „ „ $^1/_8$ „ „ .

Diese Zahlen tragen zweifellos dem Umstande Rechnung, daß bei größeren Gewölbestärken der Stoß der Stampfer auf eine größere Fläche verteilt und durch den Baustoff besser abgefangen wird. Bei einem Raumeinheitsgewichte für Beton von $\gamma = 2{,}2$ würde sich dann ein unveränderlicher Zuschlag von 550 kg/m², zusammen also 850 kg/m² Grundfläche ergeben oder bei

0,5 m Gewölbestärke ein Zuschlag von rd. 80%,
1,0 „ „ „ „ „ „ „ 40%,
1,5 „ „ „ „ „ „ „ 25%,
2,0 „ „ „ „ „ „ „ 20%.

Demnach würde der in der Praxis allgemein gebräuchliche Zuschlag von 50% bei einer Gewölbestärke im Scheitel von rd. 80 cm eintreten. Dem würde eine Spannweite von etwa 40 m entsprechen. Somit würde der Zuschlag bei kleineren Gewölben größer und bei größeren Gewölben kleiner sein.

Über die Zahl 850 kg/m² wird man verschiedener Ansicht sein dürfen, sie hat aber den Vorzug, daß sie den wirklichen Verhältnissen besser gerecht wird als die unveränderliche Stoßziffer 1,5 und trotzdem für die Praxis einfach als gleichbleibender Wert zum einfachen Gewichte zuzuschlagen ist.

Eine ähnliche Berechnungsannahme macht Liebold im „Bauingenieur" 1920, Heft 12, Seite 358, bei einer Stampfbetonbrücke von 15,50 m Lichtweite, Stärke im Scheitel 60 cm, im Bogenviertel und im Kämpfer je 70 cm. Er legt, um die Stoßwirkung beim Stampfen des Betons zu berücksichtigen, die 1,5fache Gewölbestärke und außerdem 400 kg/m² Menschenlast zugrunde. Die untere Grenze des oben errechneten Zuschlages von rd. 20% findet sich auch in der „Hütte des Bauingenieurs", 22. Auflage 1915, S. 1050, während dort als Höchstwert 50% genannt ist. Dies ist nach Ansicht des Verfassers für kleine Spannweiten bezw. geringe Gewölbestärken entschieden zu wenig, da aber, wie oben angeführt, der unveränderliche Wert 1,5 als Stoßziffer in der Praxis allgemein üblich und bei der Berechnung der meisten Lehrgerüste zugrunde gelegt ist, so ist diese Zahl auch in der nachfolgenden Abhandlung beibehalten worden, damit in dem Vergleiche mit ausgeführten Lehrgerüsten in den Zusammenstellungen 2 und 4[9]) kein schiefes Bild entsteht.

Bezeichnet k die Stützweite des Kranzholzes von Unterstützungspunkt zu Unterstützungspunkt und σ_{zul} die zulässige Biegungsbeanspruchung, so ist das Widerstandsmoment im Scheitel

$$W_o = \frac{p_o\,k^2\,1{,}5}{8\,\sigma_{zul}}.$$

Der Wert $c = 3\,k$, die Entfernung der Knotenpunkte, ist in der ganzen Abhandlung als unveränderlich angenommen. Dieses Maß schwankt bei den ausgeführten Lehrgerüsten etwa zwischen 4,50 m und 6,50 m, und zwar gilt im allgemeinen der kleinere Wert für Lehrgerüste mit kleinem Pfeile, der größere für solche mit großem Pfeile. Als Mittelwert ist $c = 5{,}65$ m und $k = \frac{c}{3} = \frac{5{,}65}{3} = 1{,}88$ m gewählt (s. Zusammenstellung 2). Die Entfernung der Knotenpunkte ist erfahrungsgemäß ohne wesentlichen Einfluß auf den Holzverbrauch, weil bei kleinem c der Holzaufwand für die Kranzhölzer kleiner, dagegen der für die Ständer und Streben größer ist, während bei großem c die Verhältnisse umgekehrt liegen, wodurch sich ein Ausgleich ergibt. Daß dies mit den tatsächlichen Verhältnissen bei ausgeführten Lehrgerüsten hinreichend übereinstimmt, ist aus Zusammenstellung 1 zu ersehen. Hierauf ist auch auf Seite 820 hingewiesen, wo die in dieser Abhandlung ermittelten Werte mit denen tatsächlich ausgeführter Lehrgerüste verglichen sind.

Für die zulässige Beanspruchung von Gerüstholz gibt es noch keine endgültigen Werte. Schönhöfer empfiehlt für Biegung 90 bis 120 kg/cm², während nach DIN E 1052 für Nadelholz auf Biegung 100 kg/cm² zulässig

[8]) Deutsche Bauztg. 1914, Beilage für Zement-, Beton- und Eisenbetonbau, S. 100.

[9]) Diese Zusammenstellungen finden sich auf S. 813 und 820.

Zusammenstellung 1. Vergleich ausgeführter Lehrgerüste bezüglich des Holzaufwandes an Kranzhölzern, Ständern und Streben, Schwellen, Längs- und Querverband in % des Gesamtholzverbrauches.

Bauwerk	Stützweite l in m	Pfeilhöhe f_o in m	$\frac{l}{f_o}$	Binderentfernung e in m	Bogenstärke im Scheitel d_o in m	Holzaufwand an: Kranzhölzern (in % des Gesamtholzverbrauches)	Ständern und Streben	Zusammen	Schwellen	Längsverband	Querverband	Querverband auf 0,91 m reduziert	Längsverband + reduzierter Querverband	Ausführender Unternehmer
Neckarbrücke Cannstatt (Flußöffnung)	55,20	5,56	9,94	1,12	1,73	23,50	37,3	60,80	21,5	9,70	8,00	6,50	16,20	Dyckerhoff & Widmann
Neckarbrücke Cannstatt, Nebengewölbe (Eisenbeton)	19,84	4,55	4,38	1,65	0,55	35,40	16,8	52,20	21,5	10,20	16,10	8,90	19,10	
Illerbrücke Kempten (Hauptgewölbe)	49,15	8,85	5,55	1,55	1,35	15,00	38,4	53,40	15,6	21,70	9,30	5,50	27,20	
Illerbrücke Kempten (Nebengewölbe)	18,40	5,90	3,12	1,60	0,70	32,10	23,4	55,50	21,9	11,60	11,00	6,30	17,90	
Regnitzbrücke bei Neuses-Pautzfeld	48,00	4,63	10,40	1,20	1,00	20,00	24,1	44,10	34,4	9,50	12,00	9,10	18,60	
Mainbrücke bei Randersacker	40,50	4,30	9,43	1,30	0,80	15,90	21,0	36,90	32,2	21,60	9,30	6,50	28,10	
Moselbrücke Metz-Sauvage	36,00	5,40	6,67	1,10	0,70	35,20	22,8	58,00	23,1	12,40	6,50	5,40	17,80	
Straßenbrücke über den Kanal in Minden i. W. (Kutenhäuser Str.)	35,40	3,90	9,10	1,00	0,60	25,40	27,5	52,90	33,4	8,80	4,90	4,50	13,30	
Pegnitzbrücke bei Schniegling	29,65	5,54	5,37	1,20	0,90	14,60	27,1	41,70	29,0	17,50	11,80	9,00	26,50	
Donaubrücke Ulm	27,10	4,05	6,69	1,60	0,70	35,70	15,9	51,60	22,1	11,10	15,20	8,60	19,70	
Moselbrücke Trier; Bogen VII	26,70	7,50	3,56	1,26	0,70	15,30	35,9	51,20	16,3	21,00	11,50	8,30	29,30	
Neckarbrücke Neckarhausen	50,50	4,82	10,50	1,30	0,85	24,00	25,4	49,40	20,5	14,60	15,50	10,80	25,40	Wayss & Freytag
Isarbrücke Grünwald (Obergerüst)	54,65	7,70	7,10	1,25	0,75	21,00	39,2	60,20	21,5	8,30	10,00	7,30	15,60	
Desgl. (Untergerüst)	69,40	4,80	—	1,25	0,75	6,90	32,0	38,90	36,2	12,70	12,20	8,90	21,60	
Igelbach-Viadukt	25,75	6,68	3,86	1,27	0,70	14,20	47,4	61,60	19,7	8,50	10,20	7,30	15,80	
Eisenbahnbrücke Martinsfuhren; Strecke Aachen—Visé	28,75	9,82	2,93	1,30	1,10	19,80	44,8	64,60	17,1	11,40	6,90	4,95	16,40	
Eisenbahnbrücke Martinsfuhren; eingespannter Bogen	14,90	7,10	2,10	1,30	0,70	25,50	39,8	65,30	18,7	6,70	9,30	6,50	13,20	
Günzbrücke bei Günzburg	27,85	2,40	11,61	1,65	0,60	32,00	19,5	51,50	26,5	6,80	15,20	8,40	15,20	
Ruhrbrücke in Mülheim	37,00	4,50	8,22	1,62	0,70	22,50	28,0	50,50	21,7	10,00	17,80	10,00	20,00	Grün & Bilfinger
Rheinbrücke bei Remagen (Flutbrücke)	30,00	7,22	4,16	1,90	0,90	16,80	28,2	45,00	14,5	13,60	26,90	12,90	26,50	
Straßenbrücken beim Ausbau der Mittleren Isar	29,50	6,00	4,92	1,98	0,65	21,20	27,3	48,50	17,5	12,80	21,20	9,70	22,50	
Lieserbrücke bei Siebenborn	27,00	3,50	7,72	1,30	0,55	30,80	23,0	53,80	19,3	17,40	9,50	6,70	24,10	Hüser & Co.
Brücke Erbach	26,30	7,40	3,56	1,15	1,00	24,30	31,6	55,90	17,5	22,80	3,80	3,00	25,80	
Lennebrücke bei Halden i. W.	25,10	2,95	8,50	1,45	0,55	34,60	23,3	57,90	33,4	3,90	4,80	3,00	6,90	
Desgl. (Seitenbogen)	17,50	1,70	10,30	1,45	0,46	34,20	13,6	47,80	39,6	5,80	6,80	4,30	10,10	
Talbrücke bei Eifa	19,00	5,62	3,38	1,15	0,80	17,60	37,4	55,00	18,5	22,30	4,20	3,30	25,60	
Boberbrücke bei Boberullersdorf	50,30	6,55	7,68	0,90	1,00	22,20	26,0	48,20	32,0	13,70	6,10	6,10	19,80	Liebold & Co.
Saarbrücke Wiltingen	46,25	4,80	9,65	0,92	1,00	30,00	21,0	51,00	31,0	13,00	5,00	5,00	18,00	
Desgl.	50,90	5,35	9,52	0,92	1,00	27,00	25,0	52,00	30,0	13,00	5,00	5,00	18,00	
Reichenbachbrücke München	36,55	3,40	10,76	2,00	0,80	35,00	17,0	52,00	33,4	—	14,60	6,60	6,60	Sager & Wörner
Prinzregentenbrücke München	61,40	6,55	9,37	2,00	1,00	18,80	30,7	49,50	26,8	9,70	14,00	6,40	16,10	
Gmündertobelbrücke, oberes Stockwerk	48,90	8,67	5,64	1,40	1,20	16,80	50,3	67,10	17,6	7,20	8,10	5,30	12,50	R. Coray
Gmündertobelbrücke, unteres Stockwerk	72,60	13,35	—	1,40	1,20	4,95	49,9	54,85	18,2	17,13	9,82	6,40	23,50	
Wallstraßenbrücke Ulm	57,00	6,50	8,78	1,40	1,06	22,00	40,0	62,00	15,0	12,00	11,00	7,10	19,10	A. Kunz & Co.
Brücke über den Nocefluß bei Mezzolombardo	38,20	5,60	6,82	1,00	1,00	11,60	30,3	41,90	21,8	18,40	17,90	16,30	34,70	Rella & Neffe, Wien
Querbahnsteighalle Hauptbahnhof Leipzig	39,60	11,40	3,47	1,95	0,75	31,00	19,9	50,90	11,5	19,90	17,70	8,30	28,20	M. Pommer
Donaubrücke Munderkingen	49,50	4,95	10,00	1,85	1,00	25,50	36,1	61,60	22,6	4,30	11,50	5,70	10,00	Zeitschr. f. Bauwesen 1894, S. 541, Bl. 65
Donaubrücke Rechtenstein	23,00	2,50	9,20	1,30	0,65	42,80	19,6	62,40	28,7	—	8,90	6,25	6,25	Zeitschr. f. Bauwesen 1893, S. 439, Bl. 50

sind. Läßt man im Scheitel 80 kg/cm² [10]) zu und führt den errechneten Kranzholzquerschnitt F_{oKr}, wie es in der Praxis meist üblich ist, bei gleichbleibendem Werte k in der Projektion bis zum Kämpfer durch, so erhöhen sich die Spannungen in der Nähe der Viertelpunkte, werden jedoch nur in den seltensten Fällen 100 kg/cm² überschreiten.

Wollte man die Reibung des Gewölbebaustoffes berücksichtigen, so würde sich der Druck nach den Widerlagern hin verringern; davon ist jedoch hier Abstand genommen, weil bei flachen Bogen- oder Wölbtragwerken die Verringerung des Druckes gegen die Kämpfer sehr gering ist und weil man bei mittleren und größeren Spannweiten die Gewölbe in der Regel in einzelnen Streifen parallel der Gewölbeachse herstellt und meist künstliche Widerlager auf der Schalung anbringt, so daß die gesamte Last des von ihnen gehaltenen Wölbstückes auf das Lehrgerüst übertragen wird.

Die Zusammenstellung 2 zeigt, daß bei der Mehrzahl der ausgeführten Lehrgerüste die Biegungsspannung σ, errechnet auf Grund der Gleichung

$$\sigma = \frac{p\, k^2\, 1{,}5}{8\, W},$$

nur vereinzelt im Scheitel den Wert von 80 kg/cm² und in der Nähe des Bogenviertels den Wert 100 kg/cm² erreicht bezw. überschreitet. Die zum Teil niedrigen Werte für σ erklären sich teils durch das Bestreben des entwerfenden Ingenieurs, Durchbiegungen und Senkungen nach Möglichkeit zu vermeiden, also das Lehrgerüst möglichst starr zu gestalten, teils durch behördliche Anordnungen, die Beanspruchungen niedrig zu halten — siehe oben —, teils durch den Umstand, daß das Holz bereits vorher schon einmal benutzt war, z. B. bei den von B. Liebold & Co. erbauten Moselbrücken.

Die Kranzhölzer haben durchweg rechteckigen Querschnitt und werden sowohl einteilig als Kantholz (selten mit quadratischem Querschnitte) als auch zweiteilig aus starken Bohlen hergestellt. Bezeichnet b die Breite und h die Höhe des Kranzholzes, führt man ferner für W_o den Wert $\frac{b\, h^2}{6}$ ein und setzt $h = \alpha\, b$ bezw. $b = \frac{h}{\alpha}$, so ist

$$W_o = \frac{b\, \alpha^2\, b^2}{6}; \qquad b^3 = \frac{6\, W_o}{\alpha^2}; \qquad b = \sqrt[3]{\frac{6\, W_o}{\alpha^2}}.$$

[10]) Auch Séjourné führt für Nadelholz als zulässige Beanspruchung auf Biegung 80 kg/cm² an; s. Grandes Voûtes, Teil 5, S. 156. (Bourges 1914.)

Zusammenstellung 2. Spannungsermittlung in den Kranzhölzern ausgeführter Lehrgerüste unter der Voraussetzung der 1,5fachen Gewölbelast.

Bauwerk	Stützweite der Kranzhölzer k_o bezw. k in m	Entfernung der Binder e in m	Stärke des Bogens im Scheitel d_o in m	Stärke des Bogens im Bogenviertel d in m	Raumeinheitsgewicht γ	$p_o = e\,d_o \cdot 1{,}0\,\gamma$ bezw. $p = e\,d \cdot 1{,}0\,\gamma$ in t/m	$P_o = k_o\,p_o \cdot 1{,}5$ bezw. $P = k\,p \cdot 1{,}5$ in t	Moment M in tm	Querschnitt der Kranzhölzer	Verhältnis $\alpha = \frac{h}{b}$	Widerstandsmoment W in cm³	Spannung im Scheitel σ_o in kg/cm²	Spannung im Bogenviertel σ in kg/cm²
1. Einteilige Kranzhölzer.													
Boberbrücke bei Boberullersdorf	1,60	0,90	1,00		2,2	1,98	4,75	0,950	18/20	1,11	1200	79,2	
	1,65	0,90		1,20	2,2	2,38	5,88	1,214	18/20				100,0
Reichenbachbrücke München	1,60	2,00	0,80		2,2	3,52	8,44	1,690	25/30	1,20	3750	45,3	
	1,60	2,00		1,30	2,2	5,70	13,70	2,740	25/30				73,1
Straßenbrücke über den Kanal in Minden i. W. (Kutenhäuser Str.)	1,55	1,00	0,60		2,2	1,32	3,06	0,593	18/22	1,22	1455	40,8	
	1,70	1,00		0,80	2,2	1,76	4,49	0,955	18/22				65,6
Lieserbrücke bei Siebenborn	1,40	1,30	0,55		2,2	1,57	3,30	0,577	14/18	1,20	755	76,5	
	1,35	1,30		0,65	2,2	1,86	3,76	0,635	14/18				84,2
Neckarbrücke Cannstatt (Flußöffnung)	1,60	1,12	1,73		2,2	4,25	10,20	2,040	20/28	1,40	2610	78,2	
	1,50	1,12		1,97	2,2	4,85	10,90	2,040	20/28				78,2
Querbahnsteighalle Hauptbahnhof Leipzig	2,50	1,95	0,75		2,4	3,50	13,15	4,120	20/30	1,50	3000	137,0	
	2,10	1,95		0,90	2,4	4,21	13,30	3,500	20/30				117,0
Saarbrücke Wiltingen	1,88	0,92	1,00		2,2	2,02	5,72	1,340	18/30	1,67	2700	50,0	
	1,88	0,92		1,18	2,2	2,38	6,75	1,586	18/30				60,0
Neckarbrücke Cannstatt, Nebengewölbe (Eisenbeton)	1,65	1,65	0,55		2,4	2,18	5,40	1,120	20/40	2,00	5340	21,0	
	1,80	1,65		0,70	2,4	2,77	7,48	1,680	20/40				31,6
Donaubrücke Ulm	1,50	1,60	0,70		2,2	2,46	5,53	1,040	20/40	2,00	5340	19,5	
	1,60	1,60		0,75	2,2	2,64	6,33	1,260	20/40				23,6
Donaubrücke Rechtenstein	2,00	1,30	0,65		2,2	1,86	5,58	1,400	45/22	2,04	7425	18,9	
	2,60	1,30		0,73	2,2	2,09	8,12	2,640	45/22				35,6
2. Zweiteilige Kranzhölzer.													
Prinzregentenbrücke München	1,34	2,00	1,00		2,2	4,40	8,85	1,480	4 · 12/20	0,83	3200	46,3	
	1,62	2,00		1,55	2,2	6,82	16,58	3,350	4 · 12/20				105,0
Illerbrücke Kempten, Hauptgewölbe	1,50	1,55	1,35		2,2	4,60	10,35	1,940	2 · 15/28	0,93	3920	49,5	
	1,50	1,55		2,00	2,2	6,82	15,35	2,880	2 · 15/28				73,5
Desgl. Nebengewölbe	1,40	1,60	0,70		2,2	2,46	5,17	0,905	2 · 15/30	1,00	4500	20,2	
	1,40	1,60		0,90	2,2	3,17	6,65	1,160	2 · 15/30				25,8
Moselbrücke Metz-Sauvage	1,65	1,10	0,70		2,2	1,70	4,18	0,864	2 · 15/30	1,00	4500	19,2	
	1,65	1,10		1,15	2,2	2,78	6,88	1,420	2 · 15/30				31,6
Neckarbrücke Neckarhausen	1,60	1,30	0,85		2,2	2,43	5,82	1,170	2 · 11/32	1,45	3770	31,1	
	1,60	1,30		1,21	2,2	3,46	8,30	1,660	2 · 11/32				43,8
Günzbrücke bei Günzburg	1,36	1,65	0,60		2,2	2,18	4,45	0,755	2 · 10/30	1,50	3000	25,2	
	1,36	1,65		0,70	2,2	2,54	5,18	0,884	2 · 10/30				29,5
Donaubrücke Munderkingen	1,50	1,85	1,00		2,2	4,07	9,15	1,710	2 · 12/40	1,67	6400	26,8	
	1,50	1,85		1,40	2,2	5,70	12,80	2,400	2 · 12/40				37,6
Pfaffbrücke Kaiserslautern	1,75	1,80	0,75	—	2,2	2,97	7,80	1,705	2 · 8/28	1,75	2095	81,5	
Eisenbahnbrücke Martinsfuhren; Strecke Aachen—Visé	1,72	1,30	1,10		2,2	3,15	8,10	1,736	2 · 8/30	1,87	2400	72,4	
	1,72	1,30		1,52	2,2	4,35	11,42	2,495	2 · 8/30				104,0
Brücke Erbach	2,08	1,15	1,00		2,2	2,53	7,90	2,060	2 · 8/30	1,87	2400	86,0	
	2,10	1,15		1,16	2,2	2,94	9,23	2,420	2 · 8/30				101,0
Isarbrücke Grünwald	2,17	1,25	0,75		2,4	2,25	7,30	1,980	2 · 9/35	1,94	3670	54,0	
	2,32	1,25		1,00	2,4	3,00	10,44	3,030	2 · 9/35				82,7
Lennebrücke bei Halden i. W.	1,70	1,45	0,55		2,2	1,76	4,47	0,950	2 · 8/32	2,00	2730	34,9	
	1,70	1,45		0,60	2,2	1,91	4,86	1,035	2 · 8/32				38,0
Wallstraßenbrücke Ulm	1,48	1,40	1,06		2,3	3,42	7,60	1,410	2 · 10/40	2,00	5330	26,6	
	1,48	1,40		1,60	2,3	5,15	11,45	2,120	2 · 10/40				40,0
Straßenbrücken beim Ausbau der Mittleren Isar	2,00	1,98	0,65		2,2	2,84	8,52	2,130	2 · 10/40	2,00	5330	40,0	
	2,00	1,98		1,00	2,2	4,36	13,07	3,270	2 · 10/40				61,2
Ruhrbrücke in Mülheim	1,90	1,62	0,60		2,2	2,14	6,10	1,445	2 · 10/40	2,00	5330	27,1	
	1,60	1,62		0,85	2,2	3,03	7,25	1,450	2 · 10/40				27,1
Moselbrücke Trier, Bogen VII	2,00	1,26	0,70		2,2	1,94	5,83	1,460	2 · 6/25	2,08	1250	117,0	
	1,55	1,26		0,85	2,2	2,35	5,50	1,070	2 · 6/30	2,50	1800		60,0
Talbrücke bei Eifa	1,45	1,15	0,80		2,2	2,02	4,31	0,782	2 · 7/30	2,14	2100	37,2	
	1,60	1,15		1,00	2,2	2,53	6,08	1,210	2 · 7/30				57,6
Gmündertobelbrücke	1,67	1,40	1,25		2,4	4,20	10,52	2,200	2 · 8/35	2,19	3260	67,5	
	1,67	1,40		1,30	2,4	4,37	10,95	2,290	2 · 8/35				70,3
	1,42	1,40		1,45	2,4	4,87	10,40	1,845	2 · 8/35				57,0
Rheinbrücke bei Remagen (Flutbrücke)	1,50	1,90	0,90		2,2	3,76	8,46	1,590	2 · 10/45	2,25	6770	23,5	
	1,50	1,90		1,10	2,2	4,60	10,35	1,940	2 · 10/45				28,6
Igelbach-Viadukt	1,33	1,27	0,70		2,2	1,96	3,91	0,651	2 · 6/30	2,50	1800	36,0	
	1,33	1,27		1,20	2,2	3,35	6,69	1,110	2 · 6/30				62,0
Pegnitzbrücke bei Schniegling	1,70	1,20	0,90		2,2	2,37	6,06	1,290	2 · 6/30	2,50	1800	72,0	
	1,60	1,20		1,05	2,2	2,77	6,65	1,330	2 · 6/30				74,0
Mainbrücke bei Randersacker	1,70	1,30	0,80		2,2	2,29	4,44	0,950	2 · 6/30	2,50	1800	53,0	
	1,65	1,30		1,10	2,2	3,15	7,80	1,605	2 · 6/30				89,5
Brücke über den Nocefluß bei Mezzolombardo	1,60	1,00	1,00		2,4	2,40	5,76	1,150	2 · 5/26	2,60	1128	102,0	
	1,60	1,00		1,10	2,4	2,64	6,34	1,250	2 · 5/26				111,0
Regnitzbrücke Neuses-Pautzfeld	1,50	1,20	1,00		2,2	2,64	5,93	1,110	2 · 6/35	2,92	2450	45,5	
	1,70	1,20		1,20	2,2	3,17	8,07	1,710	2 · 6/35				69,8

Ferner ist $W_o = \frac{h}{\alpha} \cdot \frac{h^2}{6}$; $h^3 = 6 \alpha W_o$; $h = \sqrt[3]{6 \alpha W_o}$.

Dann ist der Querschnitt der Kranzhölzer im Scheitel

$$F_{oKr} = b\,h = \sqrt[3]{\frac{6 W_o}{\alpha^2}} \sqrt[3]{6 \alpha W_o}$$

$$= \frac{1}{\alpha} \sqrt[3]{6 W_o \alpha} \sqrt[3]{6 \alpha W_o}$$

$$= \frac{1}{\alpha} \sqrt[3]{36 W_o^2 \alpha^2} = \frac{2}{\alpha} \sqrt[3]{4{,}5 W_o^2 \alpha^2}$$

$$= \beta \sqrt[3]{W_o^2}, \quad \text{worin} \quad \beta = \frac{2}{\alpha} \sqrt[3]{4{,}5 \alpha^2} \text{ ist.}$$

In der Zusammenstellung 2 ist eine große Anzahl ausgeführter Lehrgerüste aufgeführt. Bei den einteiligen Kranzhölzern schwankt der Wert α zwischen 1,11 für $\frac{h}{b} = \frac{20}{18}$ und 2,04 für $\frac{h}{b} = \frac{45}{22}$, während er sich bei zweiteiligen Kranzhölzern etwa zwischen 1,5 für $\frac{h}{b} = 2 \cdot \frac{30}{10}$ und 2,92 für $\frac{h}{b} = 2 \cdot \frac{35}{6}$ bewegt. Werte für $\alpha = 0{,}93$ für $\frac{h}{b} = 2 \cdot \frac{28}{15}$ bei dem Hauptbogen der Illerbrücke Kempten und $\alpha = 1{,}0$ für $\frac{h}{b} = 2 \cdot \frac{30}{15}$ bei den Nebengewölben der Illerbrücke Kempten und der Moselbrücke Metz-Sauvage dürften zu den Seltenheiten gehören. Die gebräuchlichsten Werte für einteilige Kranzhölzer dürften um 1,3 herum liegen, während diese Werte für zweiteilige Kranzhölzer zwischen 2,0 und 2,5 schwanken. In der nachstehenden Zusammenstellung sind die zu α gehörigen Werte β ausgerechnet.

α	$\beta = \frac{2}{\alpha} \sqrt[3]{4{,}5 \alpha^2}$
1,00	3,30
1,10	3,20
1,20	3,11
1,30	3,03
1,33	3,00
1,40	2,95
1,50	2,88
1,75	2,74
2,00	2,62
2,25	2,52
2,50	2,43
2,75	2,36
3,00	2,29

Auf Grund dieser Zusammenstellung darf man für einteilige Kranzhölzer mit einem mittleren Werte $\alpha = 1{,}33$ und $\beta = 3{,}00$ rechnen. Die zweiteiligen Kranzhölzer erfordern demnach bei einem Durchschnittswerte von $\alpha = 2{,}25$ und $\beta = 2{,}52$ theoretisch einen um rd. 16 % geringeren Holzaufwand. Man muß dabei aber berücksichtigen, daß für die Kranzhölzer zur Herstellung der Bogenform noch eine Ausfutterung notwendig ist, die besonders bei stark gekrümmten Bogen ins Gewicht fällt. Diese Ausfutterung erstreckt sich bei einteiligen Kranzhölzern meist nicht über die ganze Breite, sondern besteht vielfach aus einer 5 bis 6 cm starken Bohle, während bei zweiteiligen Kranzhölzern die Ausfutterung durchweg so stark ist wie das ganze Kranzholz. Hierdurch dürfte der Vorteil der zweiteiligen Kranzhölzer bezüglich ihres Holzverbrauches ausgeglichen sein, so daß man allgemein im Durchschnitt mit $\alpha = 1{,}33$ und $\beta = 3{,}00$ rechnen darf.

Der Querschnitt des Kranzholzes F_{Kr} ist somit ganz allgemein nur abhängig von den Werten β und W_o; W_o seinerseits ist bei gleichbleibendem k nur abhängig von p_o.

Setzt man $\beta = 3$, $\sigma_{zul} = 80$ kg/cm² und $k = 188$ cm, so ist

$$F_{Kr} = 3 \sqrt[3]{W_o^2} = 3 \sqrt[3]{\frac{p_o^2 k^4 1{,}5^2}{64 \sigma_{zul}^2}} = 265 \sqrt[3]{p_o^2} \text{ in cm}^2,$$

wobei p_o in t/m einzuführen ist.

Für die Länge des Kranzholzzuges gilt bei einem flachen Parabelbogen oder einem beliebigen flachen Bogen angenähert die Gleichung

$$L_P = l + \frac{2{,}6 f_o^2}{l}$$

und für einen Kreisbogen ebenfalls angenähert

$$L_K = \sqrt{l^2 + 4 f_o^2} + \frac{2 f_o^2}{3 l}.$$

Da die nach diesen Formeln ermittelten Längen nur um wenige cm voneinander abweichen, was bei der ganzen Rechnung unwesentlich ins Gewicht fällt, so wird der Einfachheit halber der Parabelbogen zugrunde gelegt.

Unter diesen gegebenen Voraussetzungen ist der Rauminhalt der Kranzhölzer $V_{kr} = L_p F_{kr}$ bei unveränderlichem $k = 1{,}88$ m und einem veränderlichen $l = 57{,}55$ m, 46,25 m, 34,95 m bezw. 23,65 m und veränderlichem f_o von 2,50 m bis 8,50 m ermittelt. Die unrunden Zahlen der Stützweite ergeben sich dadurch, daß, wie schon anfangs bemerkt, die Saarbrücke Wiltingen mit $l = 46{,}25$ m und $k = 1{,}88$ m zugrunde gelegt ist, und daß die übrigen Werte dadurch gewonnen sind, daß man sechs weitere Kranzknotenpunkte, d. h. zwei Schwellenknotenpunkte hinzufügt bezw. sechs oder zwölf Kranzknotenpunkte wegnimmt. Die Grenzen für f_o sind durch die natürlichen Verhältnisse gegeben; denn bei $l = 23{,}65$ m wird man f_o im allgemeinen kaum niedriger als 2,50 m halten. Die Zusammenstellung 1 (S. 812) zeigt ferner, daß bei den ausgeführten Lehrgerüsten das Pfeilverhältnis $\frac{l}{f_o}$ nur in seltenen Fällen größer als 10 wird. Liegen tatsächlich sehr niedrige Bogen vor, so führt man auch, sofern die Verhältnisse es gestatten, die Trennung in Obergerüst und Untergerüst nicht mehr durch, d. h. man ordnet die Ausrüstungsvorrichtungen nicht in Kämpferhöhe an, sondern stellt sie unter Benutzung von Langschwellen bezw. Schwellenstapeln unmittelbar auf den Erdboden. Die größte Höhe von 8,50 bis 9,00 m ist bedingt durch die praktische Forderung, daß die Hölzer zwar möglichst lang sein sollen, um die Anzahl der Knotenpunkte in senkrechtem Sinne zu vermindern, aber anderseits mit Hilfe der für den Bau zu Gebote stehenden Fördermittel noch bequem und vorteilhaft zu handhaben sein sollen.

Werte für f_o von 11,40 m beim Lehrgerüste der Querbahnsteighalle Hauptbahnhof Leipzig[11]) und 14,20 m bei der Halenbrücke über die Aar bei Bern[12]) dürften zu den Ausnahmen zählen.

Die Zusammenstellung 1 führt nur noch die Eisenbahnbogenbrücke Martinsfuhren[13]) der Strecke Aachen—Visé mit dem erheblichen Maße $f_o = 9{,}82$ m an. Wird der Pfeil erheblich größer als 9 m, so geht man meist zu zwei- oder mehrstöckigen Lehrgerüsten über. Bemerkenswerte Beispiele dafür sind die Lavaurbrücke, die Gmündertobelbrücke, die Schwändeholztobelbrücke, die Gutachbrücke, die Isonzobrücke bei Salcano usw. Auf Tafel 1 und 2 sind für die Werte $p_o = 1$, 2, 3 und 4 t/m als Abszissen die Werte $\frac{l}{f_o}$ und als Ordinaten t die Werte $100 \cdot \frac{V_{kr}}{\Phi}$ in cm aufgetragen, wobei man unter $\Phi = \frac{2}{3} l f_o$ die Binderfläche versteht. Der Rauminhalt der Kranzhölzer ist also gleichsam auf die ganze Binderfläche gleichmäßig verteilt in eine Bohlwand umgewandelt gedacht. Die Ordinaten t der graphischen Darstellung bezeichnen die Stärken dieser Bohlwand. Bei dieser Art der Darstellung wird es völlig belanglos sein, ob die Bogenleibung eine Parabel, ein Kreis oder Korbbogen ist. Denn je größer die Länge l eines Korbbogens im Vergleiche zu einem Parabelbogen ist, desto größer ist auch die umgrenzte Fläche Φ.

Wie Zusammenstellung 2 (S. 813 zeigt, wird bei den ausgeführten Lehrgerüsten der Wert p_o von 1 t/m kaum erreicht, während $p_o = 4$ t/m nur in wenigen Fällen überschritten wird, nämlich bei der Donaubrücke Munderkingen mit 4,00 t/m, der Gmündertobelbrücke mit 4,2 t/m, der Neckarbrücke Cannstatt (Hauptbogen) mit 4,25 t/m, der Prinzregentenbrücke in München mit 4,4 t/m und der Illerbrücke Kempten (Hauptbogen) mit 4,6 t/m. Bei allen anderen Beispielen bewegt sich der Wert p_o zwischen 1 und 4 t/m.

Bei einteiligen Kranzhölzern stoßen die Ständer und Streben bisweilen mit Versatz gegen jene, z. B. beim Lehrgerüste der Brücke über den Mühlengraben der Linie Arnsdorf—Liegnitz,[14]) der Tafelhofstraßen-Unterführung am Bahnhofe Nürnberg,[15]) ferner bei der bekannten Donaubrücke Inzigkofen.[16]) Diese Anordnung, die nur vereinzelt vorkommt, ist nicht günstig, weil die Kranzhölzer als durchlaufende Träger gerade an der Stelle des größten negativen Momentes geschwächt sind und gar zu leicht ein Verbeißen der Kranzhölzer und Streben eintritt.

Bei senkrechten Stützen lagert man die Kranzhölzer zuweilen auf Pfetten, so z. B. u. a. bei der als Muster angeführten Saarbrücke Wiltingen, jedoch erscheint diese Konstruktion nicht empfehlenswert, da hier einmal Langholz auf Hirnholz und ferner Langholz auf Langholz stößt, und man bestrebt sein sollte, die Anzahl der Stoßstellen in lotrechter Richtung wegen der etwaigen Senkungen und Verbeißungen so klein als möglich zu halten. Einer unmittelbaren Stützung ist aus diesen Gründen der Vorzug zu geben. Der Querverband der Lehrbogen ist dann in Form von Zangen an die Stütze anzubolzen. Will man bei dieser unmittelbaren Stützung Versatz vermeiden, so sind zwischen Kranzhölzern und

[11]) Beton u. Eisen 1914, S. 185.
[12]) Schweiz. Bauztg. Bd. 63, S. 225 bis 229.
[13]) Armierter Beton 1918, S. 22 bis 27.
[14]) Kirchner, Rüstungsbau, S. 177.
[15]) Schönhöfer, Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste, S. 70.
[16]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 279.

Streben Sattelhölzer aus Hartholz anzuordnen, wie z. B. bei der Wäldlitobelbrücke der Arlbergbahn, der Isonzobrücke bei Salcano, beim Langwiesener Viadukt. Bei letzterem ist abweichend zwischen die Streben ein Spannriegel eingeschaltet. Diese Konstruktion ist von B. Liebold fast durchweg — so auch bei der Saarbrücke Wiltingen — angewandt, ebenso häufig von Sager & Wörner und Dyckerhoff & Widmann und hat sich vorzüglich bewährt. Sie bietet außerdem die Möglichkeit, die Kranzhölzer nicht allein über den Ständern, sondern auch in der Mitte des Spannriegels zu stoßen. Hierdurch wird besonders bei stark gekrümmten Bogen ohne unnötige Ausfutterung eine bessere Anpassung des Kranzholzes an die Gewölbeleibung erreicht, wie z. B. bei der Bismarckbrücke Saarbrücken. Die Streben, die mit dem eingeschalteten Spannriegel ein Sprengwerk bilden, stoßen stumpf — Hirnholz auf Hirnholz — gegen den Spannriegel; dieser ist mit dem zugehörigen Kranzholz verbolzt und erhöht damit auch dessen Tragfähigkeit. Die Spannriegel gehören somit sowohl zu den Kranzhölzern als auch zu den Streben. Infolgedessen wächst der Holzaufwand an Spannriegeln mit zunehmender Pfeilhöhe f_o, da mit zunehmender Höhe auch der Querschnitt der Streben größer wird. Auf Grund ausgeführter bezw. als Ergänzung konstruierter Beispiele beträgt der Aufwand an Holz für die Spannriegel und Ausfutterung 23 bis 45 % der Kranzhölzer, und zwar wächst die Zahl mit zunehmender Größe f_o.

Sobald die Pressung zwischen Ständer und Kranzholz, d. h. zwischen Hirnholz und Langholz, das allgemein als zulässig erachtete Maß von 15 kg/cm² (vergl. auch DIN E 1052) übersteigt, sind besondere Sattelhölzer aus Hartholz einzuschalten. Bei einer Pfeilhöhe $f_o > 5$ m sind solche im allgemeinen nicht mehr erforderlich. Ihr Aufwand ist in der gleichen Weise wie bei den Spannriegeln zu 7 % des Holzaufwandes der Kranzhölzer ermittelt. Infolgedessen beträgt bei den geringeren Pfeilhöhen der Verbrauch an Spannriegeln und Sattelhölzern mindestens $23 + 7 = 30$ % der Kranzhölzer und wächst schließlich, wie oben angegeben, auf 45 %. Bei sehr vielen ausgeführten Lehrgerüsten hat man Sattelhölzer jedoch nicht vorgesehen, sondern die entsprechenden Ständer und Streben stärker als rechnerisch notwendig ausgeführt und damit die Pressung zwischen Langholz und Hirnholz herabgesetzt, oder man hat sich mit einer höheren Pressung abgefunden.

Bisweilen bestehen die Spannriegel nur aus starken Bohlen, in die dann die Streben allerdings verzapft sind. Diese Konstruktion ist, abgesehen von dem Mehraufwande an Arbeit, nicht einwandfrei; denn hier stößt Hirnholz auf Langholz, wobei infolge der Zapfenanordnung nicht einmal die ganze Fläche zur Geltung kommt, Nachteile, die bei der oben beschriebenen Konstruktion vermieden sind.

Bei den zweiteiligen Kranzhölzern ist die Anwendung eines Spannriegels ebenfalls möglich, wenn auch selten. Ein Beispiel dieser Art zeigt das Lehrgerüst der Überführung der Baumannstraße über den Abstellbahnhof Pforzheim.[17])

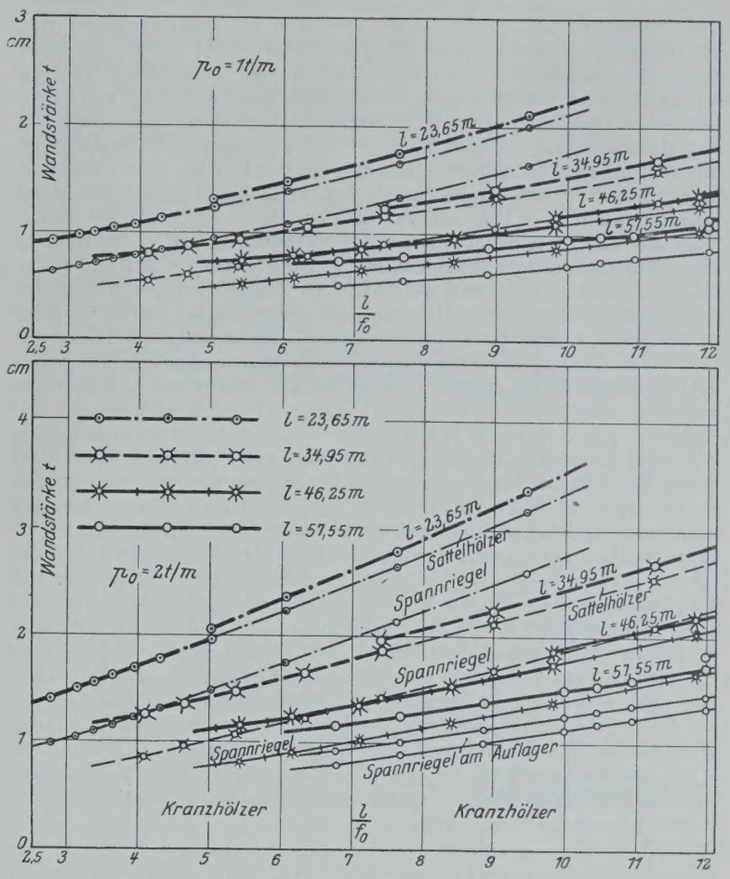
Im allgemeinen werden bei den zweiteiligen Kranzhölzern die Ständer und Streben mit einem Zapfen versehen. Dieser wird mit den Kranzbohlen, wenn möglich auch mit der Ausfutterung verbolzt. Sehr selten wird dieser Zapfen auch mit einem Versatze vereinigt.[18])

Diese Konstruktion, die sehr viel angewandt ist, hat aber den Nachteil, daß die Druckübertragungsfläche um die Schlitzbreite vermindert wird. Um ein Verbeißen des Hirnholzes der Ständer und Streben mit dem Langholze der Kranzhölzer zu vermeiden, werden oft Streifen aus Zink- oder Schwarzblech eingelegt.

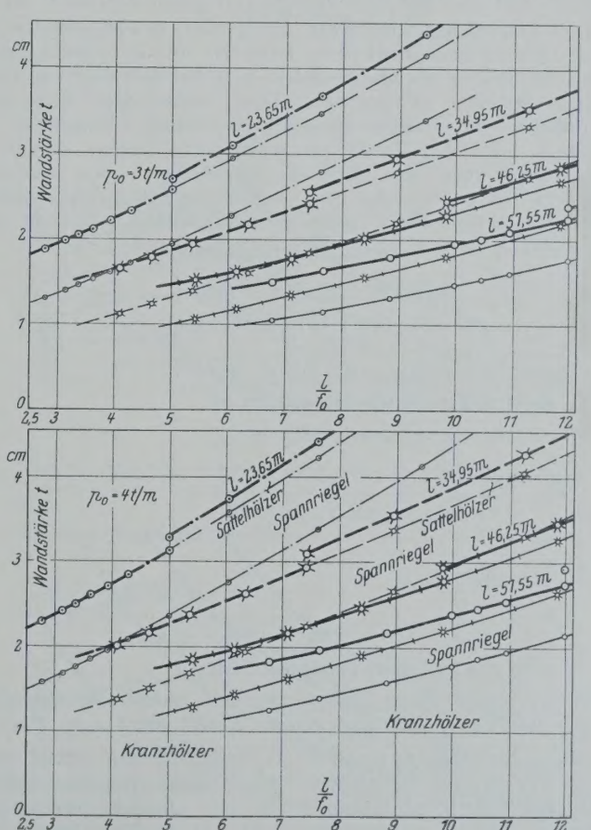
Muy erkennt auch den oben angeführten konstruktiven Mangel und schreibt im Arm. Beton 1918, S. 22 bis 27 bei der Eisenbahnbogenbrücke Martinsfuhren: „Die 8 cm starken Kranzhölzer sind in die lotrechten Streben eingeschnitten und durch Schraubenbolzen so fest an die Schnittzapfen angepreßt, daß die Last durch Auflagerung und Reibungswiderstand übertragen wird."

Bezüglich des Holzverbrauchs bei zweiteiligen Kranzhölzern dürfte wohl besonders bei stark gekrümmten Bogen die Mehrlänge, die zwei Streben und ein Ständer erfordern, dem Baustoffaufwande des fehlenden Spannriegels gleichkommen, ganz abgesehen davon, daß die saubere Herstellung der Zapfen wesentlich schwieriger und teurer in der Herstellung ist als der einfache stumpfe Stoß von Strebe und Spannriegel.

Der endgültige Holzbedarf an Kranzhölzern, Spannriegeln und nur bei sehr flachen Bogen als Zwischenlage erforderlichen Sattelhölzern ist auf Tafel 1 u. 2 für die verschiedenen Belastungen p_o von 1 bis 4 t/m in stark ausgezogenen Linien, die in der gewählten Darstellung sämtlich fast geradlinig verlaufen, aufgetragen.



Tafel 1. Holzaufwand je m² Binder für Kranzhölzer — Spannriegel — Sattelhölzer. $p_0 = 1$ t/m bezw. 2 t/m.



Tafel 2. Holzaufwand je m² Binder für Kranzhölzer — Spannriegel — Sattelhölzer. $p_0 = 3$ t/m bezw. 4 t/m.

b) Ständer und Streben. Die Ständer und Streben werden auf Druck bezw. Knicken beansprucht. Die zulässige Druckbeanspruchung parallel zur Faser von 60 kg/cm² wird wohl selten ausgenutzt werden können; vielmehr dürfte fast ausschließlich die Knickfestig-

[17]) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. II, S. 283. Berlin 1921. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[18]) Kirchner, Rüstungsbau, S. 36.

keit maßgebend sein. Da die amtlichen Hochbauvorschriften vom 24. Dezember 1919 und auch die Vorschriften der früheren preußisch-hessischen Staatsbahnen für Gerüste, die in den „besonderen Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Anlieferung und Aufstellung von Eisenbauwerken vom 14. Juni 1912“ enthalten sind, nur die Eulersche Knickformel verlangen, wird diese in der vorliegenden Abhandlung als maßgebend zugrunde gelegt. Dies muß auch schon aus dem Grunde erfolgen, damit in dem Vergleiche mit ausgeführten Lehrgerüsten in der Zusammenstellung 4 kein schiefes Bild entsteht. Bei achtfacher Sicherheit und einer Elastizitätsziffer von $E = 110000$ kg/cm² [19]) für Holz ist das erforderliche Trägheitsmoment $J = 72{,}7\,P\,l^2$, wobei P in t und l in m einzusetzen ist. Auf Grund durchgeführter Nachrechnungen beträgt bei den praktisch ausgeführten Beispielen der Sicherheitsgrad nach v. Tetmajer immer noch 4 und mehr je nach dem Schlankheitsgrade. Über die Größe des Zuschlages für die Ständer und Streben, der bei den Kranzhölzern in der Praxis durchweg durch die Annahme einer 1,5fachen Gewölbelast berücksichtigt wird (s. S. 811), sind im Schrifttum nur vereinzelt Angaben gemacht. Mit Rücksicht auf die mittelbare Belastung und den Umstand, daß für die Höchstlast eines Ständers oder einer Strebe die Vollbelastung von zwei Kranzhölzern erforderlich ist, erscheint es richtig, diese Zahl niedriger als 1,5 zu wählen. Wenn man bei manchen ausgeführten Lehrgerüsten bis auf 1,0 heruntergegangen ist, so geht dies wohl zu weit. Rechnet man bei den Kranzhölzern mit der 1,5fachen Gewölbelast, so wird man bei den Ständern und Streben mit 1,3 annähernd den richtigen Wert treffen.[20]) Hiermit ist auch weiterhin in der vorliegenden Abhandlung gerechnet. Die Last, die der Ständer im Scheitel aufzunehmen hat, beträgt dann $P_o = 1{,}3\,k_o\,p_o$. Würde man jedoch nach dem Vorschlage des Verfassers bei den Kranzhölzern ohne Rücksicht auf die Gewölbestärke einen gleichbleibenden Zuschlag von 850 kg/m² annehmen, so dürfte es aus den oben angeführten Gründen wohl folgerichtig sein, diesen Wert für die Ständer und Streben auf 500 kg/m² herabzusetzen, die sich aus 300 kg/m² für Belastungen durch Arbeiter und Geräte und aus 200 kg/m² für Belastungen durch Erschütterungen zusammensetzen würden.

Auf Grund ausgeführter Beispiele ist die Länge des Ständers im Scheitel f_o' bestimmt bei Höhen über 5,00 m zu $f_o - 0{,}75$ m und bei Höhen unter 5,00 m mit Rücksicht auf die Einschaltung von Sattelhölzern zu $f_o' = f_o - 0{,}80$ m. Aus wirtschaftlichen Gründen verwendet man besonders für Stempel und Streben des Untergerüstes in weitgehendem Maße Rundholz. Dieser Querschnitt findet bisweilen auch Verwendung bei den Ständern und Streben des Obergerüstes, z. B. bei fast allen von Grün & Bilfinger hergestellten Lehrgerüsten. Diese werden dann meist für ein gutes Anliegen der Zangen zweiseitig bearbeitet. Umgekehrt kann man jedoch auch die Rundhölzer unbearbeitet lassen, dagegen die Zangen entsprechend der Rundung ausarbeiten. Wie Zusammenstellung 3 (S. 818) zeigt, ist bei den ausgeführten Lehrgerüsten durchweg Kantholz mit quadratischem Querschnitte verwandt. Bezeichnet a_o die Seitenabmessung eines quadratischen Querschnittes, so ist

$$\frac{a_o^4}{12} = 72{,}7\,P_o\,f_o'^2$$

$$a_o^4 = 12 \cdot 72{,}7\,p_o\,k\,1{,}3\,f_o'^2 = 2132\,p_o\,f_o'^2 \text{ in cm}^4$$

$$a_o^2 = F_{o\,st} = 46{,}1\,f_o'\sqrt{p_o} \text{ in cm}^2,$$

wobei f_o' in m und p_o in t/m einzuführen ist.

Bei kreisförmigem Querschnitte ist

$$\frac{\pi\,d_o^4}{64} = 72{,}7\,P_o\,f_o'^2$$

$$d_o^4 = \frac{64 \cdot 72{,}7 \cdot 1{,}88 \cdot 1{,}3\,p_o\,f_o'^2}{\pi} = 3620\,p_o\,f_o'^2 \text{ in cm}^4$$

$$d_o^2 = 60{,}2\,f_o'\sqrt{p_o}$$

$$\frac{\pi\,d_o^2}{4} = F_{o\,st} = 47{,}2\,f_o'\sqrt{p_o} \text{ in cm}^2,$$

wobei f_o' in m und p_o in t/m einzuführen ist.

Der Querschnitt eines Ständers ist somit unmittelbar abhängig sowohl von der Höhe f_o' wie auch von der Wurzel aus p_o. Als Knicklänge ist die ganze Stablänge f_o' eingeführt, entsprechend den bereits oben erwähnten Vorschriften für Gerüste der früheren preußisch-hessischen Staatsbahnen. Nach den Vorschriften der ehemals österreichischen Staatsbahnen, wie sie Schönhöfer S. 10 u. 11 in den „Haupt-, Neben- und Hilfsgerüsten“ beschreibt, war eine Verringerung der Knicklänge auf 0,80 bis 0,75 der vollen Stablänge möglich. Muy rechnet bei der Eisenbahnbrücke Martinsfuhren (Arm. Beton 1918, S. 22 bis 27) mit $^2/_3$ der freien Länge als Knicklänge.

[19]) DIN E 1052.

[20]) Kirchner gibt als untere Grenze 1,2 an (s. Rüstungsbau, S. 147).

Bei der Berechnung des Querschnittes der beiden Streben in den Nachbarfeldern rechts und links des Mittelständers ist zu berücksichtigen, daß ihre freie Länge größer ist als die des Mittelständers, und daß ferner die Druckkraft, die sie aufzunehmen haben, infolge ihrer schrägen Stellung zunimmt. Infolgedessen wächst das erforderliche Trägheitsmoment und damit auch der erforderliche Querschnitt. In denjenigen praktischen Fällen, wo man alle Querschnitte gleichmäßig ausgenutzt hat, war es durchweg stets hinreichend, die Breite des Strebenquerschnittes in der Ebene des Binders um 2 cm zu vergrößern, während man — auch mit Rücksicht auf den Längsverband in Form von Zangen — mit dem gleichen Maße senkrecht zur Binderebene auskommt.

Beispiel: Mittelständer 18/18.
Streben 18/20.

Für die übrigen Ständer und Streben genügt dann bei der kürzeren Länge trotz der größeren Last P infolge des Wachsens der Bogenstärke nach dem Bogenviertel zu (s. S. 812) derselbe Querschnitt wie für den Mittelständer. In der Nähe des Auflagers ist bei der geringen Höhe sogar eine Verschwächung des Querschnittes möglich in dem oben angeführten Beispiel auf 16/18.

Infolgedessen kann man bei der Massenermittlung den Querschnitt des Mittelständers für alle Ständer und Streben gleichmäßig der Rechnung zugrunde legen.

Als kleinster Querschnitt ist $F_{st} = 14/14$ gewählt. Für die Länge eines beliebigen Ständers f_n gilt bei parabolischer Bogenleibung und gleichbleibender Knotenpunktentfernung $c = 3\,k$ folgende Gleichung:

$$f_n = f_o\left[1 - \frac{4\,(n\,c)^2}{l^2}\right]$$

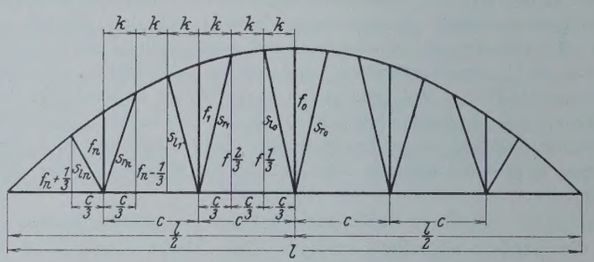


Abb. 2.

$$\Sigma f = f_o + 2\,(f_1 + f_2 + f_3 \ldots f_n)$$

$$= f_o + 2\left[f_o\left(1 - \frac{4\,c^2}{l^2}\right) \ldots f_o\left(1 - \frac{4\,n^2\,c^2}{l^2}\right)\right]$$

$$= f_o + 2\,n\,f_o - 2\,f_o\,\frac{4\,c^2}{l^2}\,(1 + 4 + 9 \ldots n^2).$$

Nun ist aber $1^2 + 2^2 + 3^2 \ldots n^2 = \dfrac{2\,n^3 + 3\,n^2 + n}{6}$.

Somit ist

$$(1) \qquad \Sigma f = f_o\left[1 + 2\,n - \frac{8\,c^2}{l^2}\left(\frac{2\,n^3 + 3\,n^2 + n}{6}\right)\right].$$

Wenn $n = \dfrac{\frac{l}{2}}{c}$ ist, geht die Gleichung über in die Form

$$(2) \qquad \Sigma f = f_o\left[1 + 2\,n - \frac{8}{4\,n^2}\left(\frac{2\,n^3 + 3\,n^2 + n}{6}\right)\right] = \frac{f_o}{3\,n}\,(2\,n + 1)\,(2\,n - 1)\Big].$$

In den meisten Fällen ist der n^{te} Ständer nicht gleich Null, aber doch so klein, daß er aus praktischen Gründen nicht mehr ausgeführt wird. Dann geht die Gl. 1 über in die Form

$$(3) \qquad \Sigma f = f_o\left[1 + 2\,n - 2 - \frac{8\,c^2}{l^2}\left(\frac{2\,n^3 + 3\,n^2 + n}{6} - n^2\right)\right].$$

Bei gleichbleibendem c und gleichbleibendem l ist die Summe der Ständer nur abhängig von f_o, und zwar ersten Grades.

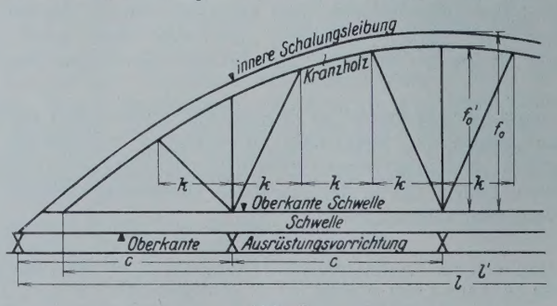


Abb. 3.

Um die Summe der Länge der Ständer zu bestimmen, ist entsprechend der Berechnung des Querschnittes der Ständer als Pfeilhöhe der Wert f_o' und als Stützweite der Wert l' einzuführen, den man erhält als Entfernung der Schnittpunkte der Oberkante der Bogenschwelle mit der inneren Leibung der Kranzhölzer. Bei gleichbleibendem Querschnitt des Kranzholzes schneidet dieses auf der Bogenschwelle bei gleichbleibendem l verschiedene Werte l' ab je nach der Pfeilhöhe f_o. Diese Werte l' weichen jedoch nur so wenig voneinander ab, daß man praktisch mit einer Durchschnittslänge l' rechnen darf, und zwar ist für

l	l'
23,65 m	22,25 m
34,95 „	33,00 „
46,25 „	43,70 „
57,55 „	54,15 „

oder allgemein $l' = 0{,}945\, l$. Setzt man diese Werte l' in Gl. 3 ein, so erhält man für

l	$\Sigma f'$
23,65 m	$2{,}48\, f_o'$
34,95 „	$3{,}83\, f_o'$
46,25 „	$5{,}13\, f_o'$
57,55 „	$6{,}41\, f_o'$

Zu jedem Ständer gehören zwei Streben, die zusammen überschläglich etwa die doppelte Länge des Ständers haben. Ihre genauen Werte sind aus den Ordinaten in den Drittelpunkten zwischen den Knotenpunkten und dem Werte $\frac{c}{3}$ zu ermitteln. Die Endgleichung der Summe der Streben führt aber nicht wie bei den Ständern zu einem geschlossenen Ausdrucke; infolgedessen sind die Werte $\Sigma s'$ unter Berücksichtigung der Länge l' und der Pfeilhöhen f_o' einzeln ermittelt. In Abb. 4 sind als Abszissen die Werte $\frac{l}{f_o}$ und als Ordinaten $\frac{\Sigma s'}{\Sigma f'}$ für die verschiedenen Spannweiten l aufgetragen.

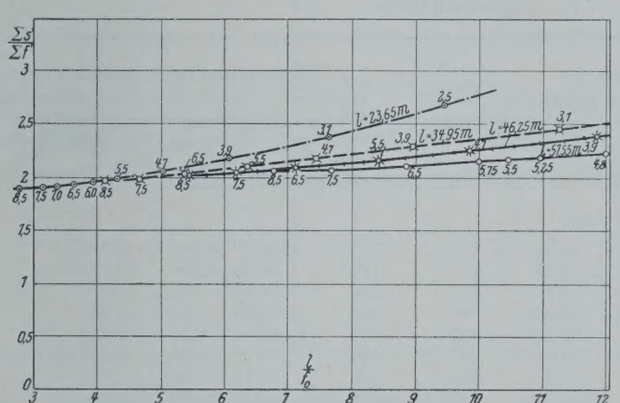


Abb. 4. Verhältnis der Summe der Längen der Ständer zu der der Längen der Streben: $\frac{\Sigma s'}{\Sigma f'}$.

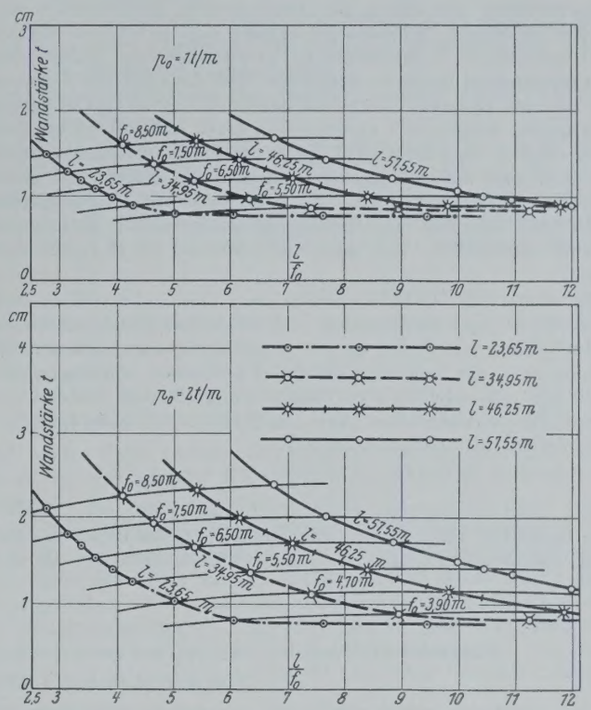
Die Darstellung zeigt, daß, je größer die Spannweite, desto mehr sich der Wert $\frac{\Sigma s'}{\Sigma f'}$ der Zahl 2 nähert und daß dann bei $l = \infty$ der Wert 2 erreicht sein wird, daß ferner das gleiche gilt für jede Spannweite, je größer der Pfeil wird. Bei den Werten f_o' unter 5,00 m macht sich der Einfluß der Verkürzung der Ständer durch Einschaltung von Sattelhölzern sehr deutlich bemerkbar. Dazu kommt noch bei der kurzen Spannweite $l = 23{,}65$ m, daß außer dem Mittelständer nur noch rechts und links je ein Ständer vorhanden ist, und daß die Strebe rechts und links des Mittelständers infolge der schrägen Neigung merklich länger ist als der Mittelständer selbst. Bei den Werten f_o' über 5,00 m erreicht $\frac{\Sigma s'}{\Sigma f'}$ höchstens die Zahl 2,2.

Unter diesen gegebenen Voraussetzungen ist der Rauminhalt der Ständer und Streben

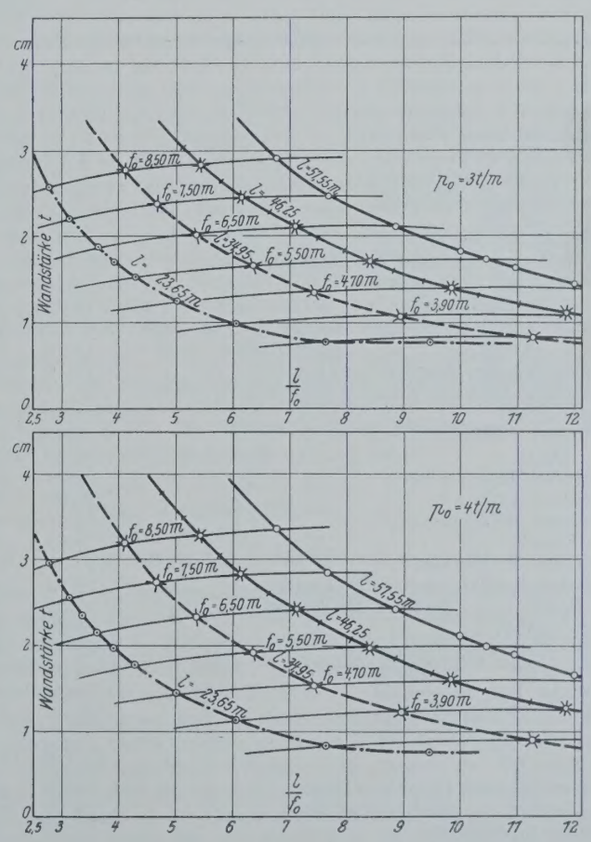
$$V_{st} = \Sigma\,(s' + f')\, F_{st}.$$

Auf Tafel 3 u. 4 sind genau in derselben Weise wie für die Kranzhölzer auf Tafel 1 u. 2 die Werte $100 \cdot \frac{V_{st}}{\Phi}$ in cm aufgetragen.

c) Schwellen. Den unteren Abschluß eines Lehrbogens bildet gewöhnlich die Bogenschwelle. Sie läuft in der Regel in ganzer Länge durch, jedoch kommen auch Fälle vor, wo sie zur Freihaltung einer Öffnung für Schiffahrt oder Eisenbahnverkehr unterbrochen ist. Ist keine Bogenschwelle vorhanden, wie z. B. beim Lehrgerüst der Addabrücke bei Morbegno,[21]) so ist dafür zu sorgen, daß die Fußpunkte der Stützen und Streben in einer für die Kräfteaufnahme geeigneten Weise ausgebildet werden. Außerdem sind in diesem Falle reichlich Zangen als Längsverband vorgesehen. Ordnet man jedoch eine durchlaufende Bogen-



Tafel 3. Holzaufwand je m² Binder für Ständer und Streben. $p_0 = 1$ t/m bezw. 2 t/m.



Tafel. 4. Holzaufwand je m² Binder für Ständer und Streben. $p_0 = 3$ t/m bezw. 4 t/m.

[21]) Melan, Der Brückenbau, Bd. II, Steinerne Brücken, 3. Aufl., S. 228. Leipzig 1924. F. Deuticke.

schwelle an, so ist deren Querschnitt weniger abhängig von den Kräften, die in der Achse der Schwelle wirken, als vielmehr von der Forderung, daß die Einpressungen des Hirnholzes der Ständer und Streben in dem Langholze der Schwellen vermieden werden. Wohl die ersten Erfahrungen über die zulässige Beanspruchung von Holz senkrecht zur Faser teilt Leibbrand in der Zeitschrift für Bauwesen 1903, S. 455, mit, gelegentlich der Beschreibung des Baues der Neckarbrücke bei Neckarhausen. Als dann die bayerische Staatsbahnverwaltung auf Grund der Erfahrungen beim Einsturze der Corneliusbrücke in München und gemäß der von Föppl angestellten Versuche bestimmte, daß das Gerüstholz quer zu den Fasern nur mit 12 kg/cm², längs der Fasern nur mit 28 kg/cm² beansprucht werden dürfe, wendet sich Leibbrand in einer Abhandlung im Zentralbl. d. Bauv. vom 8. September 1906 gegen diese übertriebene Vorsicht und weist nach, daß bei den großen Gerüsten der Gutach- und Schwändeholztobelbrücke Pressungen von 25 kg/cm² senkrecht zur Faser vorhanden gewesen sind, ohne daß eine Schädigung der Gerüste eingetreten ist. Er trägt keine Bedenken, Holz quer zur Faser bis zu 28 kg/cm² zu beanspruchen.

Die neuen DIN E 1052 machen nun einen Unterschied zwischen Schwellendruck und Stempeldruck und lassen bei Nadelholz für ersteren 15 kg/cm², für letzteren 25 kg/cm² zu. Macht man, um den höheren Stempeldruck in die Rechnung einführen zu können, im allgemeinen die Schwelle auf beiden Seiten 3 cm breiter als die Ständer und Streben, und gibt man der Schwelle eine Höhe gleich ihrer Seitenabmessung, so ist der erforderliche Schwellenquerschnitt

$$F_s = (\sqrt{F_{st}} + 6)\sqrt{F_{st}} = F_{st} + 6\sqrt{F_{st}},$$

worin F_{st} den errechneten Durchschnittsquerschnitt der Ständer und Streben bedeutet. Die Zusammenstellung 3 zeigt, daß dieser so errechnete Schwellenquerschnitt F_s mit dem tatsächlich ausgeführten Querschnitte sehr gut übereinstimmt. Erhebliche Abweichungen hiervon, z. B. bei dem Nebengewölbe der Illerbrücke Kempten, sind damit zu begründen, daß man in Haupt- und Nebenöffnung den gleichen Schwellenquerschnitt verwandt hat. Daß bei der Pegnitzbrücke Schniegling, der Brücke bei Randersacker und der Regnitzbrücke Neuses-Pautzfeld die Werte so wenig befriedigend stimmen, ist wohl dadurch zu erklären, daß bei diesen drei Gerüsten dieselben Hölzer nacheinander verwendet worden sind. Abweichungen nach unten wie bei der Talbrücke Eifa, der Brücke Marienberg-Erbach haben ihren Grund in der Einschaltung von U-Eisen bezw. breiten Hartholzstemmklötzen. Auf Tafel 5 sind die Werte $100 \cdot \frac{F_s}{\Phi} \cdot l$ in cm aufgetragen; ihre Verbindungslinien verlaufen geradlinig parallel der wagerechten Achse.

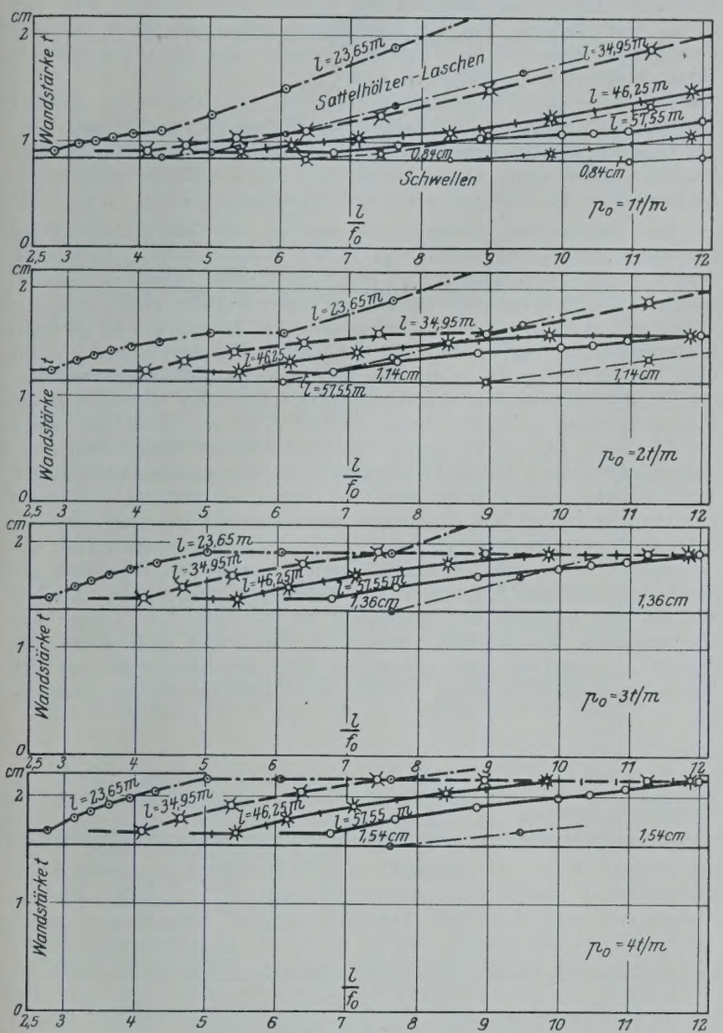
Zu dem Schwellenquerschnitt F_s tritt noch ein Zuschlag für Laschen, Futterklötze und Sattelhölzer. Bei sehr großer Pfeilhöhe f_o ist der Querschnitt der Ständer und Streben so stark, daß der Stempeldruck von 25 kg/cm² gewöhnlich nicht überschritten wird, so daß also Sattelhölzer nicht erforderlich sind. Der Zuschlag für Laschen beträgt dann, wie die ausgeführten Lehrgerüste der Zusammenstellung 3 zeigen, etwa 8 % des Schwellenquerschnittes. Mit abnehmender Pfeilhöhe f_o wird dieser Zuschlag infolge der Anwendung von Sattelhölzern größer und erreicht bei $f_o = 5$ m etwa den Wert 40 % (Saarbrücke Wiltingen, Brücke Günzburg). Sofern aber U-Eisen statt Sattelhölzer verwandt werden wie bei der Isarbrücke Grünwald, der Neckarbrücke Cannstatt usw., fällt dieser Zuschlag für die Sattelhölzer fort. Eine Ausnahme bildet die Boberbrücke bei Boberullersdorf; hier besteht die Schwelle aus dem doppelten Querschnitte, der nach der oben aufgestellten Formel erforderlich wäre. Bisweilen werden die Schwellen auch zweiteilig ausgeführt; dann ist in jedem Falle ein Hartholz zwischen den beiden Schwellenteilen erforder-

Zusammenstellung 3. Vergleich des tatsächlichen Schwellenquerschnittes ausgeführter Lehrgerüste mit dem nach der Formel $F_s = F_{st} + 6\sqrt{F_{st}}$ ermittelten Werte.

Bauwerk	Querschnitte der Ständer im Scheitel	Querschnitte der Streben im Scheitel	Kleinster Ständer-querschnitt	Kleinster Streben-querschnitt	Durchschnittsquerschnitt der Ständer und Streben F_{st} in cm²	$F_s = F_{st} + 6\sqrt{F_{st}}$ in cm²	Querschnitte der Schwellen in cm²	Laschen, Futterklötze und Sattelhölzer in % des Schwellenquerschnittes
1. Einteilige Schwellen.								
Boberbrücke bei Boberullersdorf	16/16	16/16	16/16	16/16	256	352	18/20 = 360	100,0
Prinzregentenbrücke München	24/24	24/24	24/24	24/24	576	720	30/30 = 900	55,0
Saarbrücke Wiltingen	20/20	20/22	20/20	22/20	427	551	24/24 = 576	40,0
Günzbrücke bei Günzburg	20/20	16/20	20/20	16/20	343	454	18/24 = 432	40,0
Reichenbachbrücke München	25/25	25/25	25/25	25/25	625	775	25/30 = 750	35,0
Talbrücke bei Eifa	18/20	18/20	18/20	18/20	360	474	20/20 = 400	35,0 (U-Eisen)
Lieserbrücke bei Siebenborn	16/16	∅ 15	16/16	14/14	202	287	16/16 = 256	34,0
Brücke über den Nocefluß bei Mezzolombardo	∅ 20	∅ 20	∅ 20	∅ 20	314	420	20/20 = 400	27,9
Lennebrücke bei Halden i. W.	18/18	18/18	18/18	18/18	324	432	20/25 = 500	28,0 (Eisenblech-
Neckarbrücke Neckarhausen	18/21	18/21	18/21	18/21	378	495	21/23 = 483	27,0 laschen)
Eisenbahnbrücke Martinsfuhren; Strecke Aachen—Visé	22/22	22/22	22/22	18/22	465	594	25/25 = 625	24,0
Desgl. eingespannter Bogen	16/18	16/18	14/18	14/18	280	380	20/20 = 400	40,0
Querbahnsteighalle Hauptbahnhof Leipzig	16/16	16/16	16/16	16/16	256	352	14/28 = 392	23,0
Straßenbrücke über den Kanal in Minden i. W. (Kutenhäuser Straße)	18/18	18/18	18/18	18/18	324	432	20/20 = 400	20,0
Neckarbrücke Cannstatt (Flußöffnung)	20/25	20/25	20/25	20/25	500	634	25/25 = 625	16,0 (U-Eisen)
Desgl. Nebengewölbe (Eisenbeton)	20/20	20/20	20/20	20/20	400	520	30/25 = 750	3,0 (U-Eisen)
Donaubrücke Munderkingen	24/24	24/24	24/24	24/24	575	719	25/30 = 750	13,5
Donaubrücke Ulm	20/20	20/20	20/20	20/20	400	520	22/30 = 660	12,6 (U-Eisen)
Moselbrücke Metz-Sauvage	14/18	14/18	14/18	14/18	252	347	22/28 = 616	11,0
Brücke Erbach	16/20	16/20	16/18	16/18	314	420	18/20 = 360	10,0
Donaubrücke Rechtenstein	22/22	22/22	22/22	22/22	484	616	25/22 = 550	8,0
Gmündertobelbrücke (oberes Stockwerk)	22/22	22/22	22/22	22/22	484	616	25/25 = 625	8,0
Desgl. (unteres Stockwerk)	25/25	25/25	18/25	18/25	562	704	25/30 = 750	39,0
Igelbach-Viadukt	20/20	20/20	20/20	20/20	400	520	20/25 = 500	7,0
Isarbrücke Grünwald (Obergerüst)	22/22	22/22	22/22	22/22	484	616	25/25 = 625	6,0 (U-Eisen)
Desgl. (Untergerüst)	25/25	22/22	25/25	22/22	552	693	25/30 = 750	11,0 (U-Eisen)
Moselbrücke Trier (Bogen VII)	∅ 20	∅ 20	∅ 20	∅ 20	314	420	22/20 = 440	6,0
Neckarbrücke Neckartenzlingen	20/20	20/20	20/20	20/20	400	520	25/20 = 500	—
2. Zweiteilige Schwellen.								
Illerbrücke Kempten (Hauptgewölbe)	25/25	25/25	25/25	25/25	625	775	2·15/25 = 750	36,0
Desgl. (Nebengewölbe)	18/18	18/18	18/18	18/18	324	432	2·15/25 = 750	32,0
Ruhrbrücke in Mülheim	∅ 25	∅ 25	∅ 25	∅ 25	492	625	2·16/20 = 640	35,0
Pegnitzbrücke bei Schniegling	16/16	16/16	16/16	16/16	256	352	2·15/22 = 660	25,0
Rheinbrücke bei Remagen (Flutbrücke)	∅ 24	∅ 24	∅ 20	∅ 20	384	501	2·16/20 = 640	24,0
Straßenbrücken beim Ausbau der Mittleren Isar	∅ 25	∅ 25	∅ 25	∅ 25	492	625	2·16/20 = 640	21,0
Wallstraßenbrücke Ulm	25/25	18/25	25/25	18/25	504	638	2·14/20 = 560	20,0
Mainbrücke bei Randersacker	16/16	16/16	16/16	16/16	256	352	2·15/22 = 660	17,0
Regnitzbrücke Neuses-Pautzfeld	16/16	16/16	16/16	16/16	256	352	2·15/22 = 660	10,0

lich, gegen das sich die Ständer und Streben abstützen. Der tatsächliche Holzaufwand ist der gleiche wie bei einteiligen Schwellen, wie die Zusammenstellung 3, Absatz 2, zeigt, so daß also auch für diese die aufgestellte Formel

$$F_s = F_{st} + 6\sqrt{F_{st}} \quad \text{gilt.}$$



Tafel 5. Holzaufwand je m² Binder für Schwellen — Sattelhölzer — Laschen. $p_0 = 1, 2, 3$ bezw. 4 t/m.

d) Längsverband. Der Längsverband in der Ebene des Binders wird im allgemeinen aus einfachen oder Doppelzangen hergestellt und dient dazu, die aus der Strebenrichtung wirkenden Teilkräfte der Wölblasten und die in der Binderebene auftretenden schiefen Kräfte, die durch Fahrbetriebsmittel und den Betonierungsgang hervorgerufen werden, unschädlich zu machen und ferner die Knicklänge der Ständer und Streben zu verkürzen.

Anordnung und Stärke der Zangen lassen sich wohl kaum rechnerisch ermitteln, sie sind vielmehr abhängig von dem Gefühle des entwerfenden Ingenieurs auf Grund der praktischen Erfahrung. Daher können auch nur ausgeführte Lehrgerüste bei Bestimmung des Querschnittes des Längsverbandes einen Fingerzeig geben.

Es gibt Fälle, wo bei sehr niedriger Pfeilhöhe f_o überhaupt kein Längsverband angebracht worden ist, z. B. bei der Donaubrücke Rechtenstein und bei den von Sager & Wörner ausgeführten Brücken über die Isar in München, jedoch darf man eine derartige Anordnung wohl als Ausnahme bezeichnen. In den meisten Fällen sind Zangen angeordnet, deren Querschnitt in einem gewissen Verhältnisse zu dem der Ständer und Streben steht. Verwendet man z. B. Ständer und Streben 16/16 oder 20/20, so wird man Zangen 8/16 bezw. 10/20 anordnen. Wie die Zusammenstellung 1 zeigt, erfordert der Längsverband im Durchschnitte einen Holzaufwand gleich **13** % des Gesamtholzverbrauchs. Erhebliche Abweichungen nach oben sind zum Teil dadurch bedingt, daß verhältnismäßig starke Querschnitte gewählt sind, z. B. bei der Pegnitzbrücke Schniegling und der Mainbrücke bei Randersacker (Doppelzangen 12/20 bei einem Ständer- und Strebenquerschnitte 16/16), zum Teil dadurch hervorgerufen, daß bei gewöhnlichem Querschnitte die Zangen dichter angeordnet werden.

Beispiele hierfür sind:

1. Brücke über den Nocefluß bei Mezzolombardo, Höhe 5,60 m, zwei Zangenpaare,
2. Moselbrücke Trier, Bogen VII, Höhe 7,50 m, zwei Zangenpaare,
3. Illerbrücke Kempten, Höhe 8,85 m, drei Zangenpaare, und zwar von erheblichem Querschnitte,
4. Querbahnsteighalle Hauptbahnhof Leipzig, Höhe 11,40 m, vier Zangenpaare.

In einigen Fällen wie z. B. bei der Talbrücke Eifa mit 22,3 % und der Brücke Marienberg-Erbach mit 22,8 % Zangenanteil sind die stärkeren Abmessungen dadurch zu erklären, daß sich das Transportgerüst in der Hauptsache auf den Längsverband abstützt. Sehr geringe Werte für diesen kommen in der Hauptsache bei niedriger Pfeilhöhe f_o vor, bilden jedoch nicht die Regel, z. B.:

	Pfeilhöhe f_o	
Lennebrücke Halden i. W. . . .	2,95 m	3,9 %
Günzbrücke bei Günzburg . . .	2,40 „	6,8 „
Straßenbrücke über den Kanal in Minden i. W. (Kutenhäuser Straße)	3,90 „	8,8 „
Donaubrücke Munderkingen . .	4,95 „	4,3 „

Im letzten Falle besteht der Längsverband aus einzelnen Zangenstücken, die jedesmal nur den Ständer und die beiden seitlichen Streben verbinden.

Auch bei der Gmündertobelbrücke beträgt der Aufwand an Längsverband für das obere Stockwerk nur 7,2 %, während er sich hingegen für das untere Stockwerk auf 17,1 % beläuft; hier ist sozusagen ein Ausgleich eingetreten. Wenn man die einzelnen Werte für den Längsverband in der Zusammenstellung 1 vergleicht, kommt man aber doch zu dem Schlusse, daß weitaus bei der Mehrzahl der Lehrgerüste der Holzaufwand für den Längsverband annähernd **13** % des Gesamtholzverbrauchs beträgt.

e) Querverband. Ebenso wichtig wie der Längsverband ist der Querverband, der, in der Hauptsache durch die Windkräfte bedingt, senkrecht zur Binderebene anzuordnen ist. Beim Lehrgerüstbau haben gerade fehlerhafte oder leichtsinnige Anordnungen von Aussteifungen manchen Einsturz versucht. Die Entfernung der Binder schwankt, wie die Zusammenstellung 2 zeigt, zwischen 0,90 m und 2 m. Die niedrigen Werte zwischen 0,90 m und 1,20 m sind besonders von Liebold & Co., die größeren Werte über 1,60 m von Grün & Bilfinger und die Entfernung von 2 m sehr oft von Sager & Wörner angewandt worden. Im allgemeinen sind die üblichen Entfernungen $e = 1{,}30$ m bis 1,50 m. Bezüglich des Holzaufwandes für den Querverband gelten ähnliche Erwägungen wie für den Längsverband. Legt man die kleinste ausgeführte Entfernung $e = 0{,}91$ m sozusagen als Grundzahl zugrunde, so zeigt wieder die Zusammenstellung 1, daß auch hier ein sehr gut passender Durchschnittswert vorliegt, und zwar daß der Holzverbrauch für den Querverband etwa **7** % des Gesamtholzaufwandes beträgt. Bei einer Binderentfernung von 0,91 m und einem Raumeinheitsgewichte für Stampfbeton von 2,2 entspricht dann eine Scheitelstärke von 0,50, 1,00, 1,50 bezw. 2,00 m einer Belastung p_o von 1, 2, 3 bezw. 4 t/m. Daß natürlich auch hierbei stärkere Abweichungen vorkommen, ist aus den gleichen Gründen, wie sie beim Längsverband als maßgebend angeführt sind, zu verstehen. Wie die Zusammenstellung 1 zeigt, beträgt z. B. der Holzaufwand an Querverband für die von Hüser & Co. erbauten Lehrgerüste:

Lennebrücke Halden i. W.	3,0 %
Brücke Marienberg-Erbach	3,0 „
Talbrücke bei Eifa	3,3 „
Lieserbrücke bei Siebenborn . . .	6,7 „

Hierzu ist zu bemerken, daß die Lennebrücke bei sehr geringer Höhe verhältnismäßig breit ist, daß ferner bei der Talbrücke Eifa und der Brücke Marienberg-Erbach — wie schon oben unter d bemerkt — sich das Transportgerüst auf den sehr starken Längsverband abstützt und dieses dann gleichzeitig mit als Querverband dient.

Grün & Bilfinger ordnet bei Binderentfernungen von 1,62 m bis 1,98 m noch besondere Querschwellen an, die z. B. bei der Rheinbrücke Remagen (Flutbrücke) und den Straßenbrücken beim Ausbau der Mittleren Isar $^1/_5$, bei der Ruhrbrücke in Mülheim sogar $^1/_3$ des ganzen Querverbandes ausmachen. Auch ist der Querverband des Lehrgerüstes der Rheinbrücke Remagen (Flutbrücke) und der Ruhrbrücke in Mülheim bei der großen Breite und der geringen Pfeilhöhe im ganzen als sehr reichlich zu bezeichnen. Wenn der Bogen aus wenigen schmalen Eisenbetonrippen besteht wie z. B. bei der Brücke über den Nocefluß bei Mezzolombardo, so fällt der Querverband entsprechend dem geringen Abstande der Lehrbogen stärker als sonst aus.

Zusammenfassend darf wohl gesagt werden, daß Längs- und Querverband zusammen bei einer Binderentfernung von 0,91 m rd. 13 + 7 = 20% des Gesamtholzaufwandes beanspruchen. Bezüglich etwaiger Abweichungen von dieser Zahl in der Zusammenstellung 1, sofern sie nicht bereits unter „Längs- und Querverband" behandelt sind, sei darauf hingewiesen, daß z. B. bei der Gmündertobelbrücke Längs- und Querverband des oberen Stockwerks 12,5%, der des unteren dagegen 23,5% beanspruchen. Ähnlich liegen auch die Verhältnisse bei der Isarbrücke bei Grünwald, wo bei dem Obergerüste 15,6%, beim Untergerüste 21,6% auf Längs- und Querverband entfallen, bei der Eisenbahnbrücke bei Martinsfuhren mit 16,4% bezw. 23,8%, dem eingespannten Bogen der gleichen Brücke mit 13,2% bezw. 37,3%, dem Igelbach-Viadukte mit 15,8% bezw. 24,6%. Alle diese Gerüste sind als verhältnismäßig hoch anzusprechen. Es steht somit bei diesen einem geringeren Aufwande im Obergerüste bezw. oberen Stockwerke ein Mehrverbrauch beim Untergerüste bezw. beim unteren Stockwerke gegenüber. Zur Begründung sei darauf hingewiesen, daß die Gewölbeschalung im allgemeinen einen oberen wagerechten Windverband entbehrlich macht, ein solcher aber doch entweder als unterer Windverband am Untergurte des Obergerüstes oder am Obergurte des Untergerüstes anzuordnen ist, selten an beiden gleichzeitig.

Vergleich mit ausgeführten Lehrgerüsten.

Auf Tafel 6 sind die auf Tafel 1 u. 2 für die Kranzhölzer, auf Tafel 3 u. 4 für die Ständer und Streben, und auf Tafel 5 für die Schwellen ermittelten Werte t zusammengetragen und außerdem um 25% für Längs- und Querverband vermehrt. Wie die Darstellung zeigt, nähern sich alle Kurven eines jeden Belastungsfalles einer Geraden, die parallel der Abszissenachse verläuft. Für überschlägliche Berechnungen dürfte es daher genügen, ohne Rücksicht auf Stützweite und Pfeilhöhe einen Mittelwert einzusetzen, und zwar für

p_o	t
1 t/m	= 4,1 cm
2 „	= 5,8 „
3 „	= 7,3 „
4 „	= 8,5 „

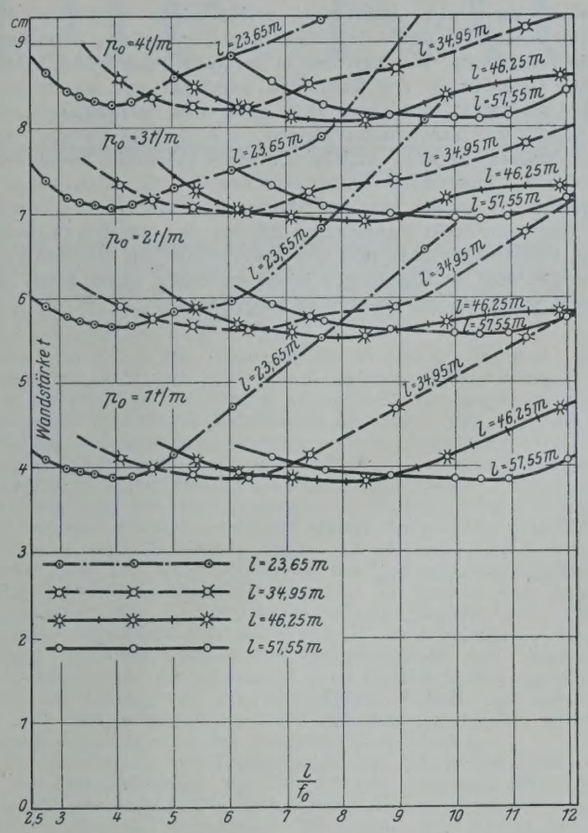
Die Abweichung der Kurven von diesen Werten nach unten sind nicht erheblich, wohl aber nach oben, insbesondere bei den kleineren Spannweiten und Pfeilhöhen f_o unter 4 m. Der Grund hierfür ist in der Hauptsache darin zu suchen, daß praktisch Holzstärken zur Anwendung kommen, die theoretisch nicht erforderlich sind, z. B. — wie oben angeführt — für Ständer und Streben 14/14 als kleinstes Maß. Mit zunehmender Spannweite verlaufen die Kurven immer flacher; man darf daraus wohl folgern, daß für Spannweiten größer als 60 m sich der formelmäßig ermittelte Wert t immer genauer den oben angegebenen Durchschnittswerten anschmiegen wird.

Bei dieser Zusammenstellung auf Tafel 6 ergibt sich ferner, daß der Aufwand an Kranzhölzern, Ständern und Streben zwischen 45 und 60% des Gesamtaufwandes schwankt, und zwar entsprechend der Zunahme der Pfeilhöhe größer wird. Dieses stimmt auch mit den Zahlen ausgeführter Lehrgerüste in der Zusammenstellung 1 hinreichend überein.

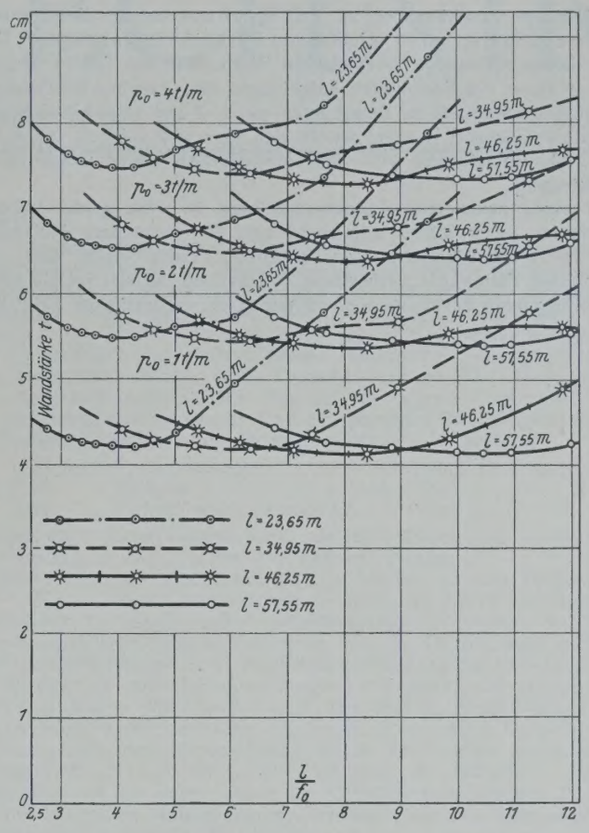
Um festzustellen, inwieweit die Angaben der Tafel 6 sich mit den aus ausgeführten Lehrgerüsten ermittelten Werten decken, sind diese beiden in der Zusammenstellung 4 (s. u.) miteinander verglichen. Die errechneten Werte t sind aus der Tafel 6 durch doppelte Einschaltung ermittelt und außerdem um einen Betrag vermehrt, der sich aus der größeren Binderentfernung ergibt; die Tafel 6 ist ja — wie oben bemerkt — für eine kleinste Binderentfernung von 0,91 m und für einen Querverband, der 7% des Gesamtholzaufwandes ausmacht, aufgestellt. Beträgt z. B. die Binderentfernung $e = 1{,}30$ m bezw. 1,85 m, so ist der Betrag aus Tafel 6 um 3% bezw. rd. 7% zu vergrößern. In den beiden letzten Spalten der Zusammenstellung 4 sind die Unterschiede der errechneten und vorhandenen Werte ermittelt, und zwar der wirkliche Unterschied und der Unterschied in Prozenten, wobei das +-Zeichen dann verwandt ist, wenn der vorhandene Wert größer ist als der errechnete, im umgekehrten Falle das —-Zeichen. Daß sich bei diesem Vergleiche zum Teil erhebliche Abweichungen zwischen Formelwert und Ausführungswert zeigen, ist schon aus den Bemerkungen bei Behandlung der Schwellen, des Längs- und Querverbandes zu erwarten. Weitere Abweichungen nach unten sind dadurch zu erklären, daß erstens an Stelle der Sattelhölzer auf den Schwellen U-Eisen u. dergl. gewählt sind, zweitens bei den Ständern

Zusammenstellung 4. Vergleich des tatsächlichen Holzaufwandes $\left(t = \frac{100\,V}{\Phi}\ \text{in cm}\right)$ ausgeführter Lehrgerüste mit den nach Tafel 6 errechneten Werten.

Bauwerk	Stützweite l in m	Pfeilhöhe f_o in m	$\frac{l}{f_o}$	Binder-Entfernung e in m	Binder-Belastung p_o in t/m	Holzaufwand $t = 100 \cdot \frac{V}{\Phi}$ in cm vorhanden	Holzaufwand $t = 100 \cdot \frac{V}{\Phi}$ in cm errechnet	Unterschied der errechneten und vorhandenen Werte t: wirklicher Unterschied in cm	Unterschied der errechneten und vorhandenen Werte t: Unterschied in %
Neckarbrücke Cannstatt (Flußöffnung)	55,20	5,56	9,94	1,12	4,25	8,57	8,60	— 0,03	— 0
Desgl., Nebengewölbe (Eisenbeton)	19,84	4,55	4,38	1,65	2,18	10,36	6,50	+ 3,86	+ 59
Illerbrücke Kempten, Hauptgewölbe	49,15	8,85	5,55	1,55	4,60	10,76	9,81	+ 0,95	+ 10
Desgl., Nebengewölbe	18,40	5,90	3,12	1,60	2,46	11,46	6,70	+ 4,76	+ 71
Regnitzbrücke Neuses-Pautzfeld	48,00	4,63	10,40	1,20	2,64	7,00	8,00	— 1,00	— 12
Mainbrücke bei Randersacker	40,50	4,30	9,43	1,30	2,29	8,65	6,45	+ 2,20	+ 34
Moselbrücke Metz-Sauvage	36,00	5,40	6,67	1,10	1,70	7,27	5,22	+ 2,05	+ 39
Straßenbrücke über den Kanal in Minden i. W. (Kutenhäuser Straße)	35,40	3,90	9,10	1,00	1,32	6,26	5,12	+ 1,14	+ 22
Pegnitzbrücke bei Schniegling	29,65	5,54	5,37	1,20	2,37	6,94	6,44	+ 0,50	+ 8
Donaubrücke Ulm	27,10	4,05	6,69	1,60	2,46	11,90	7,05	+ 4,85	+ 69
Moselbrücke Trier; Bogen VII	26,70	7,50	3,56	1,26	1,94	4,95	5,81	— 0,86	— 15
Neckarbrücke Neckarhausen	50,50	4,82	10,50	1,30	2,43	9,31	6,60	+ 2,71	+ 41
Isarbrücke Grünwald (Obergerüst)	54,65	7,70	7,10	1,25	2,25	5,87	6,32	— 0,45	— 7
Desgl. (Untergerüst)	69,40	4,80	—	1,25	2,25	5,32	—	—	—
Igelbach-Viadukt	25,75	6,68	3,86	1,27	1,96	6,84	5,90	+ 0,94	+ 16
Eisenbahnbrücke Martinsfuhren; Strecke Aachen—Visé	28,75	9,82	2,93	1,30	3,15	7,50	7,98	— 0,48	— 6
Desgl., eingespannter Bogen	14,90	7,10	2,10	1,30	2,00	5,60	5,90	— 0,30	— 5
Günzbrücke bei Günzburg	27,85	2,40	11,61	1,65	2,18	12,65	9,60	+ 3,05	+ 32
Ruhrbrücke in Mülheim	37,00	4,50	8,22	1,62	2,14	12,50	6,40	+ 6,10	+ 95
Rheinbrücke bei Remagen (Flutbrücke)	30,00	7,22	4,16	1,90	3,76	10,30	8,70	+ 1,60	+ 18
Straßenbrücken beim Ausbau der Mittleren Isar	29,50	6,00	4,92	1,98	2,84	10,18	7,55	+ 2,63	+ 35
Lieserbrücke bei Siebenborn	27,00	3,50	7,72	1,30	1,57	5,60	5,80	— 0,20	— 3
Brücke Erbach	26,30	7,40	3,56	1,15	2,53	4,74	6,60	— 1,86	— 28
Lennebrücke bei Halden i. W.	25,10	2,95	8,50	1,45	1,76	9,16	7,35	+ 1,81	+ 25
Talbrücke bei Eifa	19,00	5,62	3,38	1,15	2,02	7,32	6,00	+ 1,32	+ 22
Boberbrücke bei Boberullersdorf	50,30	6,55	7,68	0,90	1,98	5,02	5,61	— 0,59	— 11
Saarbrücke Wiltingen	46,25	4,80	9,65	0,92	2,02	7,68	5,69	+ 1,99	+ 35
Prinzregentenbrücke München	61,40	6,55	9,37	2,00	4,40	12,35	9,35	+ 3,00	+ 32
Reichenbachbrücke München	36,55	3,40	10,76	2,00	3,52	13,80	9,02	+ 4,78	+ 53
Gmündertobelbrücke, oberes Stockwerk	48,90	8,67	5,64	1,40	4,20	6,20	9,09	— 2,89	— 32
Desgl., unteres Stockwerk	72,60	13,35	—	1,40	4,20	5,05	—	—	—
Wallstraßenbrücke Ulm	57,00	6,50	8,78	1,40	3,42	9,33	7,75	+ 1,58	+ 20
Brücke über den Nocefluß bei Mezzolombardo	38,20	5,60	6,82	1,00	0,96	6,24	4,00	+ 2,24	+ 56
Querbahnsteighalle Hauptbahnhof Leipzig	39,60	11,40	3,47	1,95	3,50	5,34	9,00	— 3,66	— 41
Donaubrücke Munderkingen	49,50	4,95	10,00	1,85	4,07	11,00	9,03	+ 1,97	+ 22
Donaubrücke Rechtenstein	23,00	2,50	9,20	1,30	1,86	12,72	8,00	+ 4,72	+ 59



Tafel. 6. **Gesamtholzaufwand je m² Binder**
bei einer Belastung von $p_0 = 1, 2, 3$ bezw. 4 t/m im Scheitel.



Tafel 7. **Gesamtholzaufwand je m² Binder**
bei einer Belastung von $p_0 = 1, 2, 3$ bezw. 4 t/m im Scheitel
(unter Berücksichtigung der vom Verfasser vorgeschlagenen Zuschläge).

und Streben die Stoßziffer auf 1,00 herabgesetzt ist und vor allem an Stelle der freien Länge eine verringerte Knicklänge eingeführt ist.[22]) Gerade dieser letzte Punkt ist es, der zu erheblich geringeren ausgeführten Abmessungen geführt hat im Gegensatze zu den in Tafel 3 u. 4 ermittelten Werten. Mit einer Verringerung des Ständer- und Strebenquerschnittes ist aber, wie oben gezeigt, auch eine Verminderung des Schwellenquerschnittes verbunden. Hieraus erklären sich die zum Teil erheblichen Unterschiede. Einzelne Unternehmer haben auf Grund ihrer Erfahrungen beim Bau bisweilen derartige Gerüste als zu leicht bezeichnet. In diesem Sinne äußert sich z. B. auch die Firma Hüser & Co. bezüglich des Gerüstes der Brücke Marienberg-Erbach und erwähnt dabei, daß sie spätere Gerüste standfester und schwerer gebaut habe. Die Abweichungen nach oben sind zum großen Teile durch die Anschauung der entwerfenden Ingenieure bedingt, man müsse ein Lehrgerüst so steif als möglich machen, und es sei kein Fehler, einzelne Teile von vornherein stärker zu bemessen, als es die Aufnahme der Kräfte verlange.[23]) Ferner sind scheinbar größere Abmessungen als notwendig dadurch zu erklären, daß Holz wiederholt verwendet worden ist und man die Spannungen dafür herabsetzte, bezw. daß man eben die Querschnitte benutzte, die vorrätig waren.

Genau in der gleichen Weise wie Tafel 6 ist Tafel 7 aufgestellt, jedoch unter Berücksichtigung der vom Verfasser auf S. 811 u. 816 vorgeschlagenen Zuschläge.

Auch hier lassen sich für überschlägliche Berechnungen ohne Rücksicht auf Stützweite und Pfeil Mittelwerte aufstellen, die von denen der Tafel 6 besonders bei $p_o = 3$ bezw. 4 t/m erheblich abweichen.

p_o	t nach Tafel 6	t nach Tafel 7
1 t/m	4,1 cm	4,35 cm
2 „	5,8 „	5,6 „
3 „	7,3 „	6,75 „
4 „	8,5 „	7,75 „

Benutzt man in der Zusammenstellung 4 die Tafel 7 zur Ermittlung der errechneten Werte, so verkleinern sich die bis dahin negativen Unterschiede bezw. verschwinden ganz.

[22]) Siehe Schönhöfer, Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste, S. 11.
[23]) Kirchner, Rüstungsbau, S. 160.

Zusammenfassung.

In der vorliegenden Abhandlung wird der Holzaufwand von Lehrbogen auf 1 m² bezogen und in der Hauptsache in Abhängigkeit von dem Gewichte des Gewölbes bezw. Bogens je lfd. m Binder im Scheitel ermittelt. Die Endergebnisse sind in Form von Schaulinien aufgetragen. Dabei ergeben sich für überschlägliche Berechnungen ohne Rücksicht auf Spannweite und Pfeilhöhe Mittelwerte, die nur von der Belastung abhängig sind. Als Beispiel für den Gebrauch der Tafel 6 sei das Obergerüst der Eisenbetonbrücke über die Isar bei Grünwald angeführt.

$$l = 54{,}65 \text{ m}, \qquad f_o = 7{,}70 \text{ m}, \qquad \frac{l}{f_o} = 7{,}10;$$

Binderentfernung $e = 1{,}25$ m, Bogenstärke im Scheitel $d_o = 0{,}75$ m;

$$\gamma = 2{,}4, \quad p_o = 1{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}75 \cdot 2{,}4 = 2{,}25 \text{ t/m};$$

für $p_o = 3$ t/m ergibt sich für $\begin{cases} l = 46{,}25 \text{ m} & t = 6{,}96 \text{ cm} \\ l = 57{,}55 \text{ „} & t = 7{,}24 \text{ „} \end{cases}$

demnach durch Einschaltung für $l = 54{,}65$ m $t = 7{,}16$ cm.

In der gleichen Weise

für $p_o = 2$ t/m ergibt sich für $\begin{cases} l = 46{,}25 \text{ m} & t = 5{,}62 \text{ cm} \\ l = 57{,}55 \text{ „} & t = 5{,}86 \text{ „} \end{cases}$

$l = 54{,}65$ m $t = 5{,}80$ cm.

Durch nochmalige Einschaltung zwischen $p_o = 3$ t/m und $p_o = 2$ t/m für $p_o = 2{,}25$ t/m, $l = 54{,}65$ ergibt sich $t = 6{,}16$ cm.

Da die Binderentfernung aber nicht 0,91 m, sondern 1,25 m beträgt, also 0,34 m größer ist, so ist zu 6,16 cm noch ein Zuschlag von $\frac{0{,}34}{0{,}91} \cdot 7\,\% = 2{,}6\,\%$ zu machen.

Der endgültige Wert ist demnach $6{,}16 \cdot 1{,}026 = 6{,}32$ cm. Der tatsächlich vorhandene Wert beträgt 5,87 cm; der errechnete Wert ist also um 0,45 cm oder 7 % größer.

Gelegentlich der Behandlung der Kranzhölzer, Ständer und Streben macht der Verfasser darauf aufmerksam, daß in der Praxis meist die 1,5fache Gewölbelast der Berechnung zugrunde gelegt wird, um die Belastung durch die Arbeiter und Geräte und die Stoßwirkungen beim Wölben zu berücksichtigen. Da diese Berechnungsart den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht wird, wird der Vorschlag gemacht, zu der eigentlichen Gewölbelast bei der Berechnung der Kranzhölzer einen un-

veränderlichen Zuschlag von rd. 850 kg/m² und bei der Berechnung der Ständer und Streben einen solchen von 500 kg/m² hinzuzufügen. Die auf dieser neuen Grundlage entwickelten Werte, die auf Tafel 7 in gleicher Weise in Form von Schaulinien aufgetragen sind, ergeben für Belastungen von 1 t/m größere und für Belastungen von 2, 3 und 4 t/m kleinere Zahlen. Für das vorliegende Beispiel würde sich für t statt 6,32 cm nur 6 cm ergeben; die Abweichung von dem ausgeführten Werte würde nur noch 2 % betragen.

In einer besonderen Zusammenstellung ist eine große Anzahl von ausgeführten Lehrgerüsten untersucht und der vorhandene Holzaufwand, auf 1 m² Binderfläche bezogen, ermittelt. Dabei ergibt sich, daß in den meisten Fällen der vorhandene Holzaufwand größer ist als der nach den vorliegenden Schaulinien errechnete. Im ungünstigsten Falle beträgt der Mehraufwand 95 % (Ruhrbrücke in Mülheim). Daß aber die entwickelten Schaulinien keine zu günstigen Ergebnisse darstellen, d. h. daß die Lehrgerüste, die nach den in der vorliegenden Abhandlung entwickelten Grundsätzen und Richtlinien berechnet und konstruiert sind, zu leicht und nicht starr genug sind, geht wohl daraus hervor, daß bei einer Anzahl gut konstruierter Gerüste — z. B. Neckarbrücke Cannstatt, Pegnitzbrücke bei Neuses-Pautzfeld, Isarbrücke Grünwald, Eisenbahnbrücke Martinsfuhren, Lieserbrücke Siebenborn usw. — die tatsächlichen Werte die errechneten gerade erreichen, bezw. noch zum Teil unterschreiten. Somit darf man wohl behaupten, daß bei den meisten Gerüsten eine gewisse Verschwendung an Holz getrieben worden ist, die nicht am Platze ist, und daß man im allgemeinen leichtere Gerüste bauen kann, ohne die Sicherheit und Güte des Bauwerkes zu gefährden.

INHALT: Die Abwasserbeseitigung in München. — Die Ent- und Bewässerung der hamburgischen Marschniederungen. — Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang | BERLIN, 10. Dezember 1926 | Heft 54

Bücherschau.

Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Gesichtspunkte für die Berechnung. Praktische Beispiele und Erddrucktabellen. Von Dr.-Ing. chr. Krey, Oberregierungs- und -baurat. 3. Aufl. XI u. 296 S. mit 208 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 21,60 R.-M., geb. 23,40 R.-M.

Der von Krey seit langen Jahren in Schrift und Wort vertretene Leitsatz, daß es bei der Lösung von Erddruckaufgaben weniger auf eine genaue ziffernmäßige Berechnung, als vielmehr auf eine sorgfältige Untersuchung des in Betracht kommenden Erdbodens und auf eine genaue Überlegung der Bewegungsmöglichkeit eines Bauwerkes sowie der Bewegungswahrscheinlichkeit der Bauwerkteile und der Erde ankommt, hat sich bereits in weiten Kreisen der Praxis durchgesetzt. Für seine weitere Verbreitung wird die neue, gegenüber der vorhergehenden teilweise umgearbeitete und erheblich erweiterte Auflage des grundlegenden Kreyschen Werkes sehr wertvolle Dienste leisten. Ist es auch in seiner neuen Form in erster Linie für die Erleichterung der gedanklichen Tätigkeit der in der Praxis stehenden Ingenieure bestimmt, so kann es jetzt zugleich als anregendes Lehrbuch für ältere Studierende und jüngere, in der praktischen Ausbildung befindliche Ingenieure dienen. Solange sich der Hochschulunterricht auf dem Gebiete der Erddrucktheorie und überhaupt der Grundbaustatik auf die Erörterung der Grundlagen beschränken mußte, beruhte die Lösung von Erddruckaufgaben vielfach auf Tradition und nicht auf dem notwendigen freien Schaffen. Hierin die erforderliche Änderung zu schaffen, ist das Kreysche Werk berufen.

Der Vermehrung des Textumfanges von 78 auf 240 Seiten und der Zahl der Textabbildungen von 80 auf 208 entspricht eine solche des Stoffes und der gedanklichen Anregungen. Die neu hinzugetretenen Teile enthalten neben der organischen Wiedergabe von bereits an anderen Stellen gemachten Ausführungen die Beschreibung neuzeitlicher Erduntersuchungsapparate und damit erzielter Beobachtungsergebnisse, die die Richtigkeit der Kreyschen Gedankengänge bestätigen. Die so günstigen Erfahrungen lassen die baldige Angliederung eines besonderen Erdbaulaboratoriums an die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, deren Leiter Krey ist, im hohen Grade erwünscht erscheinen. Unter Heranziehung der bereits vorliegenden bedeutungsvollen neueren Ergebnisse auf dem Gebiete der Bodenphysik und -chemie würden sich in Verbindung mit Großversuchen auf Baustellen Erfahrungen für die Grundbaustatik sammeln lassen, deren wirtschaftliche Bedeutung außer Zweifel steht.

Der für eine kurze Besprechung zur Verfügung stehende Raum verbietet, sich an dieser Stelle mit den Ausführungen von Dr.-Ing. Krey — es sind ihrer verhältnismäßig wenige —, denen ich nicht ohne weiteres zuzustimmen vermag, auseinanderzusetzen. Ein bereits vor Erscheinen des neuen Werkes verfaßter, demnächst in dieser Zeitschrift erscheinender Aufsatz wird einige Punkte berühren.

Der gedankliche Inhalt des Erddruckproblems ist nach dem heutigen Stande der Erkenntnis erschöpfend behandelt; in dieser Beziehung sei besonders auf die eingehenden Untersuchungen über den Einfluß der Kohäsion im Boden verwiesen. Erwünscht für eine hoffentlich recht bald erscheinende Neuauflage erscheint mir indessen, insonderheit für die in der Praxis stehenden Ingenieure, eine Ergänzung, in der die Erd- und Wasserdruckverhältnisse in einem Bodenschichten mit stark wechselnden Werten für die Reibung, die Kohäsion und die Durchlässigkeit (Korngrößenzusammensetzung) enthaltenden Untergrunde eingehender erörtert werden. Auch die Beigabe weiterer aus der Praxis genommener Zahlenbeispiele dürfte manchem Ingenieur nicht unlieb sein.

Sehr schade ist es, daß es wegen der Kosten nicht möglich war, die Erddrucktabellen gegenüber der zweiten Auflage wesentlich zu erweitern. Ich möchte der Erwägung anheimstellen, ob sich nicht der Umfang der wiedergegebenen Tabellen stark einschränken läßt. Besonders gilt dies hinsichtlich der Wiedergabe der cotg ϑ-Werte und der λ_a-Werte für $\varrho > 40°$. Dafür würden mehr λ_a-Werte für geneigtes Gelände einzufügen sein, so daß jedenfalls alle häufiger vorkommenden Wand- und Geländeneigungen berücksichtigt würden.

Der rührige Verlag hat dem Werke eine vorzügliche Ausstattung angedeihen lassen.

Alles in allem stellt so der neue Krey eine äußerst wertvolle Bereicherung unseres technischen Schrifttums dar. In die Hände von Dilettanten gehört er nicht; für den aber, der mit Ernst an das schwere Problem des Erddruckes herangeht, ist er unentbehrlich. E. Brandt.

Eine Bindemittelstudie erläutert am Thurament. Von Vogeler. 19 S. Berlin 1926. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Preis geh. 1,00 R.-M.

Die Studie vermittelt die Kenntnis eines neuen Bindemittels, des Thuraments, durch den Vergleich mit anderen bekannten Mörtelbildnern.

Thurament ist ein in seiner Verwendbarkeit dem Traß ähnlicher hydraulischer Zuschlag oder „latenter Bindestoff", dessen Wirksamkeit erst durch Mischung mit anderen Bindemitteln, die überschüssigen Kalk enthalten, geweckt wird. Im Gegensatze zu Traß bedarf Thurament nur eines verhältnismäßig geringen Erregeranteiles an Kalkhydraten, um selbst aktiv zu werden und damit eigene Härte zu erlangen. Das anders geartete Verhalten des Thuraments gegenüber Traß findet seine Begründung in dem Unterschiede der Analyse beider Bindestoffe. Während Traß etwa 84% Hydraulen enthält, weist Thurament neben 47% Hydraulen etwa 47% Kalk und nichttreibende Magnesia in latenter Form auf.

Auf Grund von Versuchen sind als günstigste Mischungen hinsichtlich der Festigkeit nachstehende Mengenverhältnisse festgestellt:

0,25	R.-T.	Portlandzement	auf 0,75 R.-T.	Thurament
0,25	„	Fettkalk	„ 0,75 „	„
0,50	„	hydraulischer Zementkalk	„ 0,50 „	„

Zemente ohne überschüssigen Kalk, wie Hochofenzement, können natürlich nicht zusammen mit Thurament verarbeitet werden.

Da Thurament (Raumgewicht 1,2) billiger ist als Portlandzement (290 R.-M. ab Fabrik Göschwitz-Unterwellenborn), lassen sich durch seine Zumischung zu Zement außer mörteltechnischen Vorteilen, wie größerer Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe, Dichte, auch solche wirtschaftlicher Art erzielen, u. U. kann eine Verbilligung bis um 30% eintreten.

Wichtig ist natürlich eine innige Vermengung der Bindemittel bei der Verarbeitung, wie das bei allen Mehrstoffmischungen notwendig ist.

Ausführliche Angaben über Thurament, belegt durch Versuchsmaterial, sind in der oben angegebenen Studie, die als Sonderdruck der Tonindustrie-Zeitung 1926, Nr. 50, 53 u. 54 erschienen ist, enthalten. Besondere Anschaulichkeit ist dabei durch die Gegenüberstellung des Thuraments mit den bekannten Mörtelbildnern, Zement, Kalk und Traß, sowie durch mehrere Analysenschaubilder erzielt. Dr. B.

Handbuch für Eisenbetonbau. IV. Band: Wasserbau und verwandte Anwendungen, herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger, Oberbaurat in Wien. 3. Aufl. Bearbeitet von O. Lienau, E. Marquardt, F. W. Otto Schulze und B. Kreßner. 489 S. mit 1200 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 36 R.-M., geb. 39 R.-M.

Das Werk erscheint vollständig umgearbeitet mit neuer Einteilung des umfangreichen Stoffes. Der Eisenbetonbau hat sich seit dem Erscheinen der zweiten Auflage, das 16 Jahre zurückliegt, weite Gebiete des Wasserbaues neu erobert. Die Massenbauweise, bei der die Standsicherheit der Bauten durch Anwendung großer Mengen ungenügend ausgenutzter Baustoffe erreicht wird, kann in vielen Fällen durch die aufgelöste Bauweise, bei der die Baustoffe bis zur zugelassenen Grenze beansprucht werden können, ersetzt werden. Häufig ermöglicht diese Bauweise erst die Errichtung von Bauwerken an solchen Stellen, wo wenig tragfähiger Baugrund vorhanden ist, und zwar nicht nur in technischer, sondern auch in wirtschaftlicher Hinsicht. Mit der Anwendung des Eisenbetonbaues im Wasserbau muß jedoch unter allen Umständen eine besonders sorgfältige Auswahl der Baustoffe Hand in Hand gehen: Der Beton muß so dicht und fest sein, daß das Wasser keinen Zutritt zu den Eiseneinlagen finden kann, und daß Witterungseinflüsse — besonders Frost — ihn nicht zermürben oder absprengen können, so daß die Eisen freigelegt werden. Es ist daher auf genügende Umhüllung der Eiseneinlagen mit dichtem Beton besonderer Wert zu legen. In konstruktiver Hinsicht muß darauf Rücksicht genommen werden, daß die Wasserbauten häufig dem Stoße großer Massen (Wellenangriff, Schiffstöße, Eisgang usw.) ausgesetzt sind; eine reichliche Bemessung aller Querschnitte ist daher am Platze, und zwar umsomehr, als bei Wasserbauten die statischen Verhältnisse selten ganz klar zu erfassen sind. Diese kurzen Hinweise mögen dartun, daß der Eisenbetonbau-Wasserbau eine Wissenschaft für sich ist, die eingehende Kenntnisse nicht nur dieser beiden Gebiete, sondern auch der Baustoffkunde des Betons erfordert.

Die Kapitel „Uferbefestigungen", „Schleusen", „Wehre", „Leuchttürme und Leuchtbaken, Hellinge" sind wieder von Dr.-Ing. F. W. Otto Schulze, Geheimer Regierungsrat und ordentl. Professor an der Technischen Hochschule zu Danzig, bearbeitet worden — „mit alter Meisterschaft", wie der Verlag im Vorwort mit Recht hervorhebt —, mit bestem Erfolge unterstützt von Dipl.-Ing. B. Kreßner, Konstruktionsassistent an dem Lehrstuhl für Wasserbau in Danzig.

Die „Talsperren" werden von Dr.-Ing. E. Marquardt, Stadtbaurat in München, unter weitgehender Berücksichtigung der auf diesem Gebiete gemachten Fortschritte behandelt.

Im 6. Kapitel „Schiffe und Schwimmkörper" kommt O. Lienau, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule zu Danzig, zu Wort. Wenngleich Verfasser und Verlag sich darüber einig waren, daß der eigentliche Eisenbetonschiffbau zurzeit wohl keine Zukunft hat, so ist dieser Zweig des Eisenbeton-Wasserbaues doch in die neue Auflage in erweiterter Form aufgenommen worden, weil bei den Versuchen und Ausführungen zahlreiche wertvolle Erfahrungen gemacht worden sind, die der Fachwelt in einer zusammenfassenden Darstellung erhalten bleiben sollen.

Das Sach- und Namensverzeichnis ist von dem Geheimen Regierungsrat Laskus, Berlin, bearbeitet worden.

Im 1. Kapitel werden die Uferbefestigungen aus Eisenbeton an Schiffahrt- und Werkkanälen, an Flüssen und an der See, hier besonders parallele Uferschutzwerke, Buhnen, Molen und Wellenbrecher, ferner Bollwerke, Kaimauern, Lösch- und Ladebrücken, Landungsstege, Dalben und Leitwerke besprochen. Die Vorteile und Nachteile der schrägen und steilen Befestigungen werden dargelegt, an zahlreichen Beispielen wird die weitgehende Anpassungsfähigkeit des Betons gerade in diesem Gebiete des Wasserbaues dargetan; die besonderen Erfordernisse, die aufgetretenen Mängel, ihre Ursachen und ihre Verhütung werden bei jeder Bauweise erläutert. Eine eingehende Betrachtung ist den von dem holländischen Ingenieur de Muralt an den holländischen Küsten ausgeführten Deichbefestigungen, die auf Grund langjähriger Erfahrungen und Versuche entworfen sind, gewidmet.

Die Entwicklung des Eisenbeton-Schleusenbaues, die mit der Vervollkommnung des Grundwassersenkungsverfahrens Hand in Hand gegangen ist, wird im 2. Kapitel an den Bauausführungen an der unteren Oder (Kahnschleusen), am Harmas-Körös-Fluß in Ungarn, in Minden, Dörverden, Ymuiden, am Rhein-Herne-Kanal usw. beschrieben.

Das 3. Kapitel enthält eine Darstellung der Eisenbeton-Hohl-Wehre und der Turbinenkammern in Kraftwerken. Auch diese Gebiete hat sich der Eisenbeton infolge seiner Anpassungsfähigkeit und seines geringen Gewichtes erobert. Die zweckmäßige Ausgestaltung der bogen- und spiralförmig verlaufenden Turbinenkanäle ist erst durch seine Anwendung möglich geworden.

Das 4. Kapitel bringt eine eingehende Betrachtung der Talsperren. Durch eine klare Gliederung des umfangreichen Stoffes wird eine gute Übersicht über die Fortschritte erzielt, die gerade auf diesem Gebiete in letzter Zeit gemacht sind. Bei den Vollmauern werden Gewichtsstaumauern und Bogenstaumauern unterschieden, bei den aufgelösten Bauwerken Zellensperren, Pfeilersperren (Platten- und Gewölbereihensperren), gefüllte Dachsperren, Winkelstaumauern und eiserne Talsperren. Zur Vervollständigung des Kapitels sind auch noch die Staudämme behandelt, und zwar als geschüttete Dämme (Erddämme und Steinbrockendämme) und als gespülte Dämme. Diese Ergänzung ist als wertvoll zu begrüßen. Schließlich ist ein besonderer Abschnitt den Entlastungsüberfällen gewidmet; hierbei werden die Saugheberüberfälle zum ersten Male eingehend besprochen, für deren Ausführung wiederum der Eisenbeton der gegebene Baustoff ist.

Alle Abschnitte enthalten Angaben über die Vorzüge und Nachteile der einzelnen Bauarten, sorgfältig ausgewählte Beispiele geben anschauliche Darstellungen der ausgeführten Bauwerke. Das Kapitel wird geschlossen durch einen zusammenfassenden Überblick über die bei der Auswahl von Talsperren besonders zu beachtenden Gesichtspunkte und durch eine Zusammenstellung bemerkenswerter Talsperren, in der wichtige Angaben über Abmessungen, Mischungsverhältnis, Einlagesteine, Beanspruchungen, Sohlenwasserdruck-Annahme, Felsart und Kosten gemacht sind.

Im 5. Kapitel sind die neuesten Bauausführungen von Leuchttürmen, Leuchtbaken und Hellingen besprochen.

Kapitel 6 schildert nach einem geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des Eisenbetonschiffbaues an Hand von Ausführungsbeispielen die Herstellung von verankerten Schwimmkörpern und Pontons, von Binnen- und Seeschiffen mit und ohne eigenen Antrieb und von Schwimmdocks. Es schließt sich ein Abschnitt über die beiden im Eisenbetonschiffbau üblichen Bauweisen: die monolithische und die Bauweise durch Zusammenbau fertig betonierter Teile an. Besonders wertvoll ist die Abhandlung über die Baustoffe, in dem die Zusammenhänge zwischen Gewicht, Festigkeit und Dichtigkeit des Leicht- und Schwerbetons und der Wirtschaftlichkeit ihrer Anwendung im Eisenbetonschiffbau besprochen werden. (Auf S. 456 ist versehentlich das spezif. Gewicht von Traß zu 1,2 angegeben; dieses beträgt 2,3 bis 2,5, das Raumgewicht 1,0 bis 1,2.) Auch die Einflüsse von Seewasser, Öl und Kohlen, ferner die mechanischen Beanspruchungen durch Reibung und Stoß sowie die Rostbildung werden behandelt. Mit den Abschnitten „Festigkeitsberechnung und Klassifikation", „Bauvorschriften der Klassifikationsgesellschaften" und „Lebensdauer, Reparaturen, Bau- und Betriebskosten" schließt das interessante Kapitel ab.

Das vom Verlag vorzüglich ausgestattete Werk ist in jeder Hinsicht geeignet, die Anwendung des Eisenbetonbaues im Wasserbau zu fördern, und wird als wertvolles Hilfsmittel für Entwurf und Bauausführung von Eisenbeton-Wasserbauten dienen. Gaye.

Uhlands Ingenieur-Kalender 1927. Begründet von Wilhelm Heinrich Uhland. 53. Jahrgang. Bearbeitet von F. Wilcke, Oberingenieur in Leipzig. In zwei Teilen; I. Teil (216 S. Text): Taschenbuch, II. Teil (490 S. Text): Für den Konstruktionstisch. Leipzig 1926. Alfred Kröner Verlag. Preis 4 R.-M.

Auch im neuen Jahrgange hat der Verfasser versucht, den neuesten Fortschritten der Technik Rechnung zu tragen. Zahlreiche DIN-Tafeln sind neu aufgenommen, was von allen Ingenieuren begrüßt werden wird. Viele Abschnitte sind umgearbeitet. Es wäre zu wünschen, daß für den nächsten Jahrgang auch der Abschnitt „Elektrotechnik", in den z. B. über die immer mehr Bedeutung gewinnenden Wechsel- und Drehstrommotoren manches aufgenommen werden kann, eine Umarbeitung erfährt. Wenn schon dem Unterabschnitt „Eisenbetonkonstruktionen" 10 Seiten Text eingeräumt werden, so hat der für Maschineningenieure sehr viel wichtigere Hauptabschnitt „Elektrotechnik" Anspruch auf wesentlich mehr als 10 Seiten. Im übrigen steht der neue Jahrgang den vorhergehenden an Güte des Inhalts und der Ausstattung nicht nach. Zg.

„Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V. in Berlin. 25. Auflage. II. Band. XX u. 1167 S. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. In Leinen geb. 14,70 R.-M., in Leder 17,70 R.-M.

Dem ersten Bande der „Jubiläums-Hütte" ist nunmehr der zweite gefolgt, der alles Wesentliche aus dem Maschinenbau umfaßt, nämlich die Maschinenteile, Kraftmaschinen, Arbeitsmaschinen, Beleuchtung und Elektrotechnik. In einem Anhange sind die Alphabete einiger europäischer Länder zusammengestellt. Ein sorgfältig durchgesehenes Sachverzeichnis schließt den Band. Sämtliche Abschnitte sind neu bearbeitet, entsprechend der Entwicklung der Technik seit dem Erscheinen der 24. Auflage ergänzt und von Veraltetem entlastet worden. Im Abschnitt „Maschinenteile" sind die neuen DIN-Tabellen berücksichtigt. In einem neuen Kapitel sind die „Maschinenteile zur Beruhigung" (im Gegensatz zu den „Maschinenteilen zur Regelung") behandelt, d. h. die Mittel, die zur Beruhigung beliebiger Schwingungen dienen, z. B. Massen, die an den betreffenden Teilen angebracht werden, Dämpfung durch innere oder äußere Widerstände (Öldämpfung, Lagerung auf Filz u. dergl.). In dem Abschnitte „Kraftmaschinen" sind besonders die Kapitel „Der lebendige Motor" und „Dampfkessel" wesentlich vervollständigt und Kapitel „Energiewirtschaftschaftliche Vorbemerkungen" und „Gasturbinen" neu aufgenommen. In dem Abschnitte „Arbeitsmaschinen" sind eine „Gegenüberstellung des elektrischen Gruppen- und Einzelantriebes von Werkzeugmaschinen" und ein Kapitel „Kleinlastenförderer" (mechanische Boten, z. B. Rohrpost, Seilpost, Elektropost) neu. Die Aufnahme dieses Kapitels ist offenbar nur ein erster Versuch, hoffentlich wird es in der nächsten Auflage ergänzt. Ein kleiner Schönheitsfehler sei hier angeführt: Der Absatz „Rohrpost" ist mit „1" bezeichnet, die folgenden Absatznummern fehlen aber. In dem Abschnitte „Elektrotechnik" ist der cos φ-Frage (phasenkompensierte Asynchronmaschinen), der, wie die cos φ-Tagung der Vereinigung der Elektrizitätswerke im November 1921 in Berlin bewies, eine wachsende Bedeutung beigemessen wird (Größe der Maschinen, Kupferaufwand, erhöhte Betriebskosten, Mitbezahlung der Blindleistung seitens der Konsumenten), Rechnung getragen. Kapitel über „Elektrische Meßgeräte" und „Elektrowärmetechnik" (elektrische Dampfkessel, Heißwasserbereiter, Kochgeräte, Erhitzung luftförmiger und fester Körper) sind neu. Aus vorstehenden, viel zu kurzen Angaben ist zu ersehen, daß der Verein „Hütte" mit der Herausgabe des II. Bandes der Jubiläumsauflage eine nicht hoch genug einzuschätzende, verdienstvolle Arbeit geleistet hat, für die die gesamte technische Welt ihm großen Dank schuldet. Zweiling.

Rationalisierung der Selbstkostenermittlung in Fabrikbetrieben. Von Dr.-Ing. Richard Hamburger. 70 S. mit 9 Abb. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 3 R.-M.

Es wird für die Leser der „Bautechnik", die in der Regel dem in dem Buche behandelten Problem als „interessierte Nichtspezialisten" gegenüberstehen, nicht leicht werden, die von Hamburger gewonnenen Erkenntnisse trotz ihrer klaren und verständlichen Ableitung im einzelnen gedanklich zu einer Einheit zu verarbeiten und hierdurch als geistigen Gewinn aus dem Studium des Werkes ein klares Bild von dem System des Verfassers zu gewinnen oder gar zu einem Werturteil über dieses zu gelangen. Hierzu gehört als Voraussetzung eine mehr als durchschnittliche Schulung des Lesers in organisatorischen und Kalkulationsfragen, wie sie nur durch eine langjährige Praxis auf diesem Gebiete vermittelt werden kann. Wer aber über diese Voraussetzung für ein erfolgreiches Studium des Werkes verfügt und sich in die Gedankengänge des Verfassers vertieft, wird aus ihnen eine Fülle wertvoller Anregungen schöpfen und dem Verfasser für seine gründliche, auf Erfahrungen aus der Praxis aufgebaute Arbeit Dank wissen. Dr. Hans Zimmermann.

Mein Lebensweg und meine Tätigkeit. Eine Skizze. Von C. Bach. V u. 108 S. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 4,20 R.-M., geb. 5,10 R.-M.

Die zahlreichen Fachgenossen, die sich mit den Schriften des hervorragenden akademischen Lehrers, Maschineningenieurs und Materialforschers C. Bach beschäftigt oder gar seine Vorlesungen an der Technischen Hochschule Stuttgart gehört haben, werden gewiß gern die knappe, schlichte Schilderung seines Werdeganges und seiner Lebensarbeit lesen, die er in dieser Schrift in Form eines Vortrages niedergelegt hat. Ist C. Bach doch auch dem Bauingenieur durch seine Veröffentlichungen über die Elastizität und Festigkeit, die er als Erster zu einer Erfahrungswissenschaft ausgestaltet hat, besonders aber durch seine Forschungen auf dem Gebiete der Baustoffkunde bekanntgeworden und nähergetreten.

C. Bach gehört zu jenen bedeutenden Männern der Technik, die, wie seine Lebensbeschreibung zeigt, aus kleinen Verhältnissen hervorgegangen, durch zähe Arbeit und eisernen Fleiß unter harten Entbehrungen sich zu einer bewunderungswürdigen Vollkommenheit durchgerungen und sich große Verdienste um die Fachwelt erworben haben. Er ist ein deutscher Ingenieur in des Wortes bester Bedeutung geworden, und sein Leben darf uns allen, insbesondere unserer akademischen Jugend als Vorbild gelten.

Das prächtige Büchlein enthält außer der Lebensskizze Bachs, die uns einen tiefen Einblick in die Kinderjahre des deutschen Maschinenbaues gewährt, u. a. noch die bekannten Vorworte zu den 13 Auflagen des Hauptwerkes des Verfassers, seiner „Maschinenelemente", in denen sich wertvolle, namentlich sozialpolitische Gedanken finden, ferner ein sorgfältig bearbeitetes Verzeichnis der überaus zahlreichen fachliterarischen Arbeiten Bachs, das bei Quellenstudium von großem Nutzen sein kann. Laskus.

Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. Von W. Gehler. 3. Aufl. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 6,30 R.-M.

Die Betonbauwelt in Deutschland hat sich daran gewöhnt, daß zu den Eisenbetonbestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton die „Erläuterungen" von Prof. Gehler gehören, der bekanntlich den Sonderausschüssen, denen die Vorberatung der Bestimmungen oblag, von Anfang an als tätiges Mitglied angehört hat. Nachdem der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton nach jahrelanger Arbeit im September 1925 zum zweiten Male seine Eisenbetonbestimmungen in neuer Fassung herausgegeben hat, sind nunmehr auch die Gehlerschen „Erläuterungen" in dritter neubearbeiteter Auflage erschienen. Das reichlich 200 Seiten umfassende Heft bringt den Text der neuen Bestimmungen in kleiner Druckschrift und jeweils durch einen kräftigen schwarzen Strich am Seitenrande hervorgehoben; dazwischen finden sich die Erläuterunngen für die einzelnen Abschnitte.

Bei Besprechung der Vorbemerkung, die eine gründliche Kenntnis der Eisenbetonbauweise verlangt, wird auf den einführenden Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt hingewiesen, worin betont wird, daß die Bestimmungen als „anerkannte Regeln der Baukunst" anzusehen seien, eine Auffassung, die auffälligerweise bisher nicht allgemein geteilt worden war. Den Baustoffen ist eine längere Abhandlung gewidmet, und zwar in einer Form, daß der Betonbauer sich mit Leichtigkeit über alle wichtigen Punkte unterrichten kann, denn er findet auf jede Frage die nötigen Angaben; dies gilt selbstverständlich auch für alle folgenden Abschnitte, und dadurch gestalten sich die „Erläuterungen" zu einem kleinen, aber fast unentbehrlichen Nachschlagewerk. Behandelt werden die Normenzemente, die hochwertigen Zemente, die in den Eisenbetonbestimmungen erfreulicherweise zum ersten Male in amtlicher Form Erwähnung gefunden haben, das Wasser, das Eisen, besonders der neue hochwertige Baustahl St 48 usw. Bei der großen Aufmerksamkeit, die jetzt, zum Teil durch amerikanische Baustoffprüfungen angeregt, der Herstellung eines zweckmäßigen Betongemenges allgemein gewidmet wird, liegt es nahe, daß die Erläuterungen sich auch dieses Abschnittes besonders angenommen haben. Die Siebkurven von Fuller und Graf werden gegeben, außerdem aber eine neue vom Verfasser vorgeschlagene Darstellungsweise, die er die „abgeleitete Siebkurve" nennt. Die Bedeutung des Wasserzusatzes wird an der Hand der zeichnerisch dargestellten Grafschen Gleichung erläutert, wobei auf die auch für Deutschland beabsichtigte Einführung einer Steifeprobe hingewiesen wird. Beim Betonieren bei Frost werden drei Temperaturstufen unterschieden: kühle Witterung zwischen $+5°$ und $0°$ mit dem Kennwort: Vorsicht!, sodann: leichter Frost von $0°$ bis $-3°$, erhöhte Vorsicht! und schließlich: starker Frost unter $-3°$, Gefahr! Die Vorschriften über das Ausschalen sind, wie nochmals ausdrücklich hervorgehoben wird, als „allgemein anerkannte Regeln der Baukunst" anzusehen; der Bauleiter hat sich danach zu richten, aber dabei in jedem Falle auch alle Nebenumstände zu beachten: „er gleicht dem Führer eines Seeschiffes, der seine Entschließungen unter voller Würdigung aller Umstände und unter ureigener Verantwortung trifft". Der Abschnitt „Konstruktionsgrundsätze" ist durch zahlreiche Abbildungen erläutert. Unter den Vorschriften für Ermittlung der äußeren Kräfte sind die kreuzweis bewehrten Platten in den Eisenbetonbestimmungen von 1925 besonders eingehend behandelt, die Erörterungen hierüber nehmen daher auch in den „Erläuterungen" einen beträchtlichen Raum ein. Der Verfasser unterscheidet drei Entwicklungsstufen bei der Berechnung. Entweder man denkt sich aus den Platten parallele Balkenstreifen herausgeschnitten oder man nimmt einen sogenannten Trägerrost an, d. h. zwei Scharen sich rechtwinklig kreuzender Plattenstreifen, oder drittens, man berücksichtigt außerdem, daß die Plattenstreifen dieses Rostes in Wirklichkeit miteinander zusammenhängen und daher ihrer Verdrehung oder „Verdrillung" einen Widerstand entgegensetzen. Die Berechnungsart im ersten Falle ist bekannt. Im zweiten Falle zerlegt man die Belastung nach beiden Richtungen hin mit Hilfe der bekannten Gleichungen, in denen die Stützweiten in der vierten Potenz erscheinen. Die Erläuterungen geben den Rechnungsgang an für die drei Fälle, daß die Platten frei aufliegen, daß sie einseitig oder daß sie beiderseitig eingespannt sind; dabei wird auch berücksichtigt, daß eine Platte z. B. in der $\mathfrak{X}$-Richtung einseitig und in der $\mathfrak{Y}$-Richtung beiderseits fest eingespannt sein kann. Ganz eingehend befassen sich die Erläuterungen aber mit der dritten Berechnungsart; sie behandeln das Wesen und die Wirkung der Drillungsmomente, die Grundgleichungen für die Drillungsspannungen und -momente und die Grundlagen des Marcusschen Näherungsverfahrens, das den Bestimmungen von 1925 zugrunde liegt. Die Abhandlungen, die durch vorzügliche Abbildungen unterstützt werden, kommen zu dem Ergebnis, daß die Bewehrung der Plattenecken besondere Aufmerksamkeit erfordert, weiter daß das einfache Verfahren des Trägerrostes anzuwenden ist, wenn die Ecken einer frei aufliegenden Platte nicht verankert sind, oder wenn für die Aufnahme der Drillungsmomente nicht besonders Sorge getragen ist; die letzteren beiden Angaben finden sich bekanntlich in den Bestimmungen von 1925.

Bei der nun folgenden Behandlung der Pilzdecken werden wiederum drei Verfahren behandelt: Erstens genaue Berechnung nach der Plattentheorie, dann Näherungsberechnung mit stellvertretenden Stockwerkrahmen und schließlich Berechnung nach Faustformeln. Das zweite und wichtigste Verfahren wird besonders eingehend erörtert und durch klare Abbildungen erläutert.

Aus dem Abschnitt, der die Ermittlung der inneren Kräfte enthält, sei die Erörterung der Schubspannungen erwähnt, die mit einem Zahlenbeispiele, d. h. der Berechnung eines mit hochwertigem Zement hergestellten Balkens von 5,50 m Stützweite, abschließt. Bei den Vorschriften zur Berechnung der Säulen findet die Knickfestigkeit eingehende Besprechung. In einer Abbildung ist zeichnerisch dargestellt, wie der Wert σ_k mit zunehmender Schlankheit der Säulen abnimmt, in einer zweiten Abbildung, wie der Wert ω, d. h. die Knickzahl, mit steigender Schlankheit zunimmt. Der Verfasser empfiehlt, die hohen zulässigen Beanspruchungen über 45 kg/cm² an die Bedingung $\frac{h}{s} \leqq 20$ zu knüpfen, dies gilt besonders auch für die umschnürten Säulen; nach seiner Meinung ist bei diesen Säulen der Wert s gleich dem Kerndurchmesser zu setzen, was in den Bestimmungen nicht zum Ausdruck kommt.

Im letzten Abschnitte werden die zulässigen Beanspruchungen behandelt. Mit Hilfe der Ergebnisse der Garyschen Würfelversuche in Gipsformen wird ausgerechnet, auf welche Sicherheit man bei der für mittigen Druck zugelassenen Beanspruchung rechnen darf; bei den durchgerechneten Beispielen findet sich für Handelszement eine 3,4fache, bei hochwertigem Zement eine 2,2fache Sicherheit. Bei Biegung werden allgemein höhere Spannungen zugelassen als bei mittigem Drucke; dies hat seinen Grund darin, daß die übliche Berechnungsweise mit $n = 15$ weit höhere Spannungen ergibt, als sie mit Hilfe von Dehnungsmessungen im Balken als tatsächlich vorhanden gefunden werden. Auch diese Verhältnisse werden rechnerisch durchgeprüft, und es wird nachgewiesen, daß die Abstufungen der zulässigen Beanspruchungen für reine Biegung und Biegung mit Längskraft, wie sie im § 19 der Bestimmungen vorgeschrieben sind, offenbar richtig gewählt sind.

Zum Schluß kommen die Bestimmungen für Ausführung ebener Steindecken an die Reihe, die auf Wunsch des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt in die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton aufgenommen sind; auch diese finden in den Erläuterungen eine eingehende Behandlung.

Nachdem die beiden ersten Auflagen dieses kleinen Werkes einen so großen Erfolg zu verzeichnen gehabt haben, scheint es undenkbar, daß nicht auch das Erscheinen der jetzt vorliegenden 3. Auflage von der gesamten Fachwelt mit Freuden begrüßt werden wird. L.-M.

Lehrbuch des Tiefbaues, herausgegeben von Esselborn. 6. bis 8. Auflage. II. Band: Brückenbau, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, Kanal- und Flußbau, Seebau, Landwirtschaftlicher Wasserbau. Bearbeitet von A. Braubach, H. Engels, P. Gerhardt, W. Teubert, Ph. Völker. Mit über 1300 Abb. und Sachverzeichnis. Leipzig 1925. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geh. 19 R.-M., geb. 22,50 R.-M.

Man kann darüber im Zweifel sein, ob das gesamte Gebiet des Tiefbaues, zu dem heute auch die städtischen Untergrundbahnen und die Wasserkraftanlagen gehören, überhaupt in einem Lehrbuch von nur zwei Bänden erschöpfend behandelt werden kann. Der Umstand indessen, daß in kurzer Zeit eine Neuauflage des II. Bandes notwendig wurde, spricht dafür, daß ein solches, knapp gefaßtes Lehrbuch im Kreise der Tiefbautechniker als Bedürfnis empfunden wird. Die fünf Kapitel des neu erschienenen Bandes sind von Fachmännern bearbeitet worden, die bei den früheren Auflagen nicht mitgewirkt haben.

Das Kapitel VIII, Brückenbau, hat Dr.-Ing. Ph. Völcker, Mannheim, übernommen und dabei auch die hölzernen und die Eisenbetonbrücken besonders berücksichtigt. Man vermißt jedoch die Hängebrücken und die Kragträgerkonstruktionen, sowie die beweglichen Brücken, die neuerdings durch die elektrische Betriebsweise erhöhte Bedeutung gewonnen haben. In Kapitel IX beschränkt sich der Verfasser, Adolf Braubach, Stadtbaudirektor von Gießen, auf die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, ohne das neuartige Gebiet der Wasserkraftanlagen zu berühren. Das umfangreiche Kapitel X über Fluß- und Kanalbau war bisher von dem verstorbenen Prof. Sonne bearbeitet und ist nunmehr durch den Regierungsbaurat a. D. Dr.-Ing. Wilhelm Teubert einer Neubearbeitung unterzogen. Dabei sind die neueren Erfahrungen beim Bau großer Schiffahrtkanäle und Flußkanalisierungen unter Hinweis auf die Handbücher von Hubert Engels und Oskar Teubert gebührend berücksichtigt und namentlich die Fragen der Schiffahrt mit besonderer Sachkunde besprochen. In dem Kapitel XI, Seebau, hat der Altmeister des Wasserbaues, Prof. H. Engels, in knapper Form alles Wesentliche für den Binnenländer klar und erschöpfend zusammengefaßt. Das Kapitel XII, Landwirtschaftliches Bauwesen, hatte der inzwischen verstorbene, auf diesem Gebiet als Sonderfachmann anerkannte Geh. Oberbaurat P. Gerhardt übernommen; es wird dem Kulturtechniker vielseitige Anregung und Belehrung bieten.

Der neue Band ist vorzüglich ausgestattet und dadurch besonders handlich gestaltet, daß die zahlreichen Abbildungen sämtlich dem Texte eingegliedert sind. Ctg.

Eindrücke aus der Eisenindustrie der Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Heinrich Koppenberg. 109 S. mit 100 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 6 R.-M.

In der kleinen Schrift werden von einem anerkannten Fachmanne des Eisenhüttenwesens die amerikanischen Verhältnisse der Erz- und Kohlengewinnung, der Koksbereitung, des Hochofen-, Stahlwerk- und Walzwerkbetriebes, sowie des Gießereiwesens geschildert. Die wirtschaftliche und technische Eigenart bei diesen Gebieten ist klar herausgearbeitet, was man auch von den kurzen den Bauingenieur besonders interessierenden Abschnitten über Eisenbau und Verkehrswesen sagen darf. Zu erwähnen sind die in der Schrift enthaltenen, für den großzügigen amerikanischen Industriebau typischen Werkgrundrisse der American Bridge Co., Gary und der Baldwin Locomotive Co., Eddystone. Jedem, der sich über sein engeres Fachgebiet hinaus für technisch wirtschaftliche und für soziale Fragen interessiert, kann das kleine Buch nur warm empfohlen werden. M.-L.

Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. Richard Hoffmann. 62 S. mit 70 Abb. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 2,40 R.-M.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß im Eisenbetonbau die größte Zahl der Schäden, Unfälle usw. auf mangelhafte Auswahl, Behandlung und Verarbeitung der Baustoffe zurückgeführt werden muß. In dieser Hinsicht macht gerade die fast ausschließlich auf der Baustelle stattfindende Herstellung der Bauteile aus den einzelnen Grundstoffen eine erhebliche Sorgfalt und Sachkenntnis notwendig.

Die Gütearbeit im Eisenbetonbau ist seit langem das Ziel der einsichtigen Fachleute und hat auch kürzlich wieder, nachdem die Nachkriegs- und Inflationseinflüsse als überwunden angesehen werden dürfen, umfangreiche Erörterungen[1]) hervorgerufen.

Auch der Deutsche Beton-Verein E. V., Obercassel (Siegkreis), hat in dieser Richtung, allerdings hauptsächlich für seine Mitglieder, durch Wort und Schrift aufklärend und vorbildlich gewirkt.

Die vorliegende Arbeit wertet gleichsam die bisher gewonnenen Erfahrungen aus und gibt in leichtverständlicher Form eine Zusammenfassung dessen, was praktisch bei der Herstellung von Eisenbetonbauten beachtet werden muß. Der erste Abschnitt bringt allgemeine Gesichtspunkte über den Eisenbeton und seine Eigenschaften. Im zweiten Abschnitte wird die Herstellung des Betons, insbesondere die Beschaffenheit, Auswahl und Prüfung von Bindemitteln, Zuschlagstoffen usw. behandelt. Schalung und Rüstung unter besonderer Berücksichtigung zweckmäßiger Anordnung bilden den Inhalt des dritten, während der vierte Abschnitt das Zurichten und Einbringen der Eiseneinlagen enthält. Die Zusammensetzung der Baustoffe, Zubereitung, Förderung und Verarbeitung der Betonmasse und die damit verbundenen Arbeiten werden im fünften und sechsten Abschnitt erörtert. Es folgen die Nachbehandlung fertiger Betonbauteile gegen Witterungseinflüsse, Abnutzung usw. im siebenten, sowie die Festigkeitsprüfung des Betons mittels Würfel- und Balkenversuchen im achten Abschnitt. Der neunte Abschnitt schließt mit einigen Lehren aus Bauunfällen infolge mangelhafter Ausführung.

Die Schrift ist vor allem für Bauführer und Poliere bestimmt und wird bei sorgfältiger Beachtung erheblich dazu beitragen, die Gütearbeit im Eisenbetonbau zu fördern. Die Vermehrung der Quellenhinweise dürfte allerdings manchem Leser erwünscht sein. Der Inhalt des Heftes ist ferner geeignet, auch die Stellen, die Bauarbeiten vergeben, darauf hinzuweisen, daß die Herstellung von Eisenbetonbauten nicht nur Kostenfrage sein darf, sondern auch von der Zuverlässigkeit und Erfahrung des Ausführenden wesentlich abhängt. — Die Anschaffung des Büchleins ist daher dringend zu empfehlen. Dr.-Ing. Roll.

VDMA, Verein Deutscher Maschinenbau-Anstalten und seine Mitglieder. 875 S. Berlin 1926. Verlag Verein deutscher Ingenieure. Preis geb. 25 R.-M.

Bei Herausgabe dieses von der Spitzenorganisation der deutschen Maschinenindustrie zusammengestellten Buches war der leitende Gedanke der, daß es für den Käufer deutscher Maschinen vorteilhaft sein dürfte, das Adressenmaterial und alle sonst notwendigen Auskünfte übersichtlich geordnet vorzufinden.

Das Buch gibt zuverlässige Auskunft über die Organisation des VDMA, die genauen Briefanschriften aller Mitgliederfirmen, die Telegrammadressen, das Verzeichnis der Wohnorte; ferner findet man darin ein Verzeichnis von Herstellern für jede gewünschte Maschine, ein alphabetisches Verzeichnis aller Maschinen in sieben Sprachen, ein Verzeichnis der Hersteller bestimmter Maschinen, sowie Beschreibungen und Abbildungen der letzteren.

In zweckdienlicher Aufmachung und gründlicher Durcharbeitung ist hier ein Material zusammengetragen worden, das in ähnlichem Umfange noch keine buchtechnische Behandlung erfahren hat. Um die Benutzung des für den internationalen Gebrauch bestimmten Werkes zu erleichtern, gibt der VDMA außer der gemischtsprachlichen Ausgabe demnächst auch eine rein französische, eine rein englische und eine rein spanische Ausgabe heraus.

Das Buch ist geeignet, die Bekanntschaft und das Vertrauen zwischen Verbrauchern und Erzeugern deutscher Maschinen usw. herzustellen und zu festigen.

Betriebswissenschaft. Von Dr.-Ing. Max Mayer, Duisburg, „Handbibliothek für Bauingenieure", Teil I. (Hilfswissenschaften), 5. Bd. Mit 219 S. und 31 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 16,50 R.-M.

Dieses Werk, das einen Überblick über das lebendige Schaffen des Bauingenieurs geben soll und nach Form und Inhalt für den Ingenieur wohl etwas Neuartiges und Interessantes bietet, behandelt in 10 Abschnitten: Grundlagen, den Menschen als Betriebsglied, das Zusammenarbeiten, den Betrieb, die Betriebseinrichtung, die Einzelarbeiten, die Aufsicht, die Geschäftsleitung, den Bauauftrag und die Geschäftswelt.

Die Betriebswissenschaft ist der umfassende Mantel für das ganze Fachwissen des Bauingenieurs und stellt die Persönlichkeit des Menschen als das wichtigste und wertvollste Betriebsglied in den Mittelpunkt der ganzen Geistestätigkeit.

Das Studium dieses vom philosophischen Geiste durchdrungenen Buches kann jedem warm empfohlen werden, der bestrebt ist, als schaffender Ingenieur und Architekt so zu arbeiten und zu leiten, daß die beste Gesamtleistung bei möglichst hoher Summe von Lebenswerten für alle gewonnen, der allgemeine Wohlstand gehoben und das Leben verschönt wird. Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1926, Heft 3, 4, 5, 6, 7, 11, 15, 17, 19 u. 20.

Wie werden Automobilstraßen gebaut? Von K. Matthies, Architekt und Bauingenieur. 57 S. mit Abb. Verlag der Tonindustriezeitung. Preis 2,50 R.-M.

Die Schrift ist eine Zusammenstellung aus Quellen der Tonindustriezeitung Jahrgang 1925 und 1926. Sie will — in der Annahme, daß Automobilstraßen nur in Beton gebaut werden — die Grundlagen dieser Technik und die Erfahrungen in anderen Ländern mit der Betonbauweise bekanntgeben. Im ersten Abschnitt werden die bekannten Straßenbaugeräte und Maschinen behandelt, die zu einer guten Ausführung und zu einem schnellen Baufortschritt notwendig sind. Der zweite Abschnitt bringt die amerikanischen Richtlinien für den Betonstraßenbau, die sich auf Einrichtung der Baustelle, Baustoffe und Mischungsverhältnisse, Querschnittsform, Fugenausbildung und Bauvorgang u. a. m. erstrecken. Es folgen die Abschnitte Betonstraßenbau bei heißem Wetter, Unterhaltung der Betonstraßen, Schnelligkeit im Straßenbetonieren. Die deutschen Betonstraßen unter besonderer Erwähnung der Braunschweiger Versuchstraße werden besprochen, und am Schluß wird das Merkblatt des Betonausschusses der Studiengesellschaft für Ausführung von Betonstraßen gebracht. Die kurze Wiedergabe des Inhaltes möge der Schrift als Empfehlung dienen.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart.

Geräte und Maschinen des nordamerikanischen Landstraßenbaues. Bericht über eine Studienreise nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Prof. Dr.-Ing. Woernle. 69 S. mit 98 Abb. Charlottenburg 1926. Zementverlag. Preis geh. 2 R.-M. geb. 2,80 R.-M.

Der Verfasser hat für den Zementbund die Studienreise ausgeführt und als besonderer Kenner des Baumaschinenwesens sehr wertvolle Erfahrungen mitgebracht. Die Schrift behandelt die Maschinen, die den Boden abheben, befördern und einebnen, z. B. die Dampfschaufel in ihren verschiedenen Anwendungsgebieten, ferner die Mischmaschinen für den Betonstraßenbau nebst allen sonst dabei angewendeten Maschinen (Finisher) und Geräten. Auch die im Asphaltstraßenbau üblichen Maschinen werden besprochen. Die Schrift gibt den vom Verfasser am 3. März d. J. in Berlin gehaltenen Vortrag wieder. Sie enthält 98 Abbildungen, auch konstruktiver Art. Da in ihr der maschinelle Straßenbau zum ersten Male vom maschinentechnischen Standpunkte aus behandelt wird, ist sie wohl die wertvollste Schrift, die in der letzten Zeit über amerikanischen Straßenbau erschienen ist, und ihre Anschaffung ist nur angelegentlich zu empfehlen.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart.

Die Unterhaltung der Wege und Fahrstraßen. Von H. Gamann. 3. Auflage. 204 S. Berlin 1926. Verlag von P. Parey. Preis 7 R.-M.

Die Schrift enthält sechs Abschnitte: I. Baustoffe, II. Unterhaltung der Fahrbahnen im allgemeinen, III. Unterhaltung der Fahrbahnen im besonderen, IV. Sommer-, Reit- und Fußwege, V. Nebenanlagen, VI. Anhang mit den wichtigsten gesetzlichen Bestimmungen über Unterhaltung der Wege. Die Schrift beschäftigt sich mit der Unterhaltung der Straßen, worüber es fast gar keine Abhandlungen gibt. Sie füllt daher, zumal sie von einem erfahrenen Fachmann geschrieben ist, eine Lücke aus. Auf die neuzeitlichen Verhältnisse ist in jeder Hinsicht Rücksicht genommen, und die neueren Verfahren und Maschinen werden durch Text und gute Abbildungen erläutert. Die klare, verständliche Form bietet dem Ingenieur sowie dem nur handwerkmäßig vorgebildeten Wegewärter viel Stoff. Ihre Verbreitung in den Straßenverwaltungen ist daher dringend zu wünschen.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart.

Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Von Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Karlsruhe. 148 S. mit 250 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. geh. 13,50 R.-M. geb. 15 R.-M.

Das Werkchen, im Umfange von etwa 150 Seiten, enthält die vollständige Theorie kreisförmiger und polarsymmetrisch belasteter Platten auf elastischer Unterlage mit zahlreichen durchgeführten Beispielen; für die Verteilung des Bodendruckes wird das Winklersche Gesetz $p = Cy$ als gültig angenommen, eine Hypothese, die trotz aller durchaus richtigen Einwände vorläufig die einzige ist, die eine rechnerische Behandlung der Aufgabe überhaupt ermöglicht. Andere Gesetze für das Verhalten des Erdbodens bei Belastung, wie sie z. B. Bastian im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1906 auf Grund genauer Versuche aufstellte, haben zu analytischen Formen geführt, die eine Anwendung mit angemessenen analytischen Mitteln schwer möglich machen. Die der Hypothese anhaftenden Mängel müssen daher dadurch behoben werden, daß man aus Versuchen die den Plattengrößen und Bodenarten zukommenden Werte von C bestimmt. Zahlreiche Einzelfälle sind bis zu gebrauchsfertigen Formeln durchgerechnet; es seien erwähnt: Unendlich große und endliche Kreisplatten mit Einzellast in der Mitte und Ringlasten, mit einfacher Auflagerung des Randes und starrer wie elastischer Einspannung, sowie Unterstützung in Plattenmitte, ringförmige Platten und ausgekragte Platten. Die benutzten mathematischen Hilfsmittel, nämlich die Zylinderfunktionen, sind allerdings nicht gewöhnlich, jedoch sind — und dies mit Erfolg — alle Vorkehrungen getroffen, um ihre Anwendung auch dem damit nicht Vertrauten leicht zu machen; durch klare Bezeichnungsweise und ausführliche Tabellen der Funktionswerte ergeben sich keine größeren Umständlichkeiten als etwa beim Rechnen mit sin- oder cos-Funktionen, die man ja auch aus Tabellen entnehmen muß. Die schöne und übersichtliche Darstellung verrät die gute Schulung des Heunschen mechanischen Seminars in Karlsruhe.

Im allgemeinen rechnet der Ingenieur bei Fundamenten mit einer gleichmäßigen Verteilung des Bodendrucks, denn das Fundament soll ja die Auflast möglichst gleichmäßig auf den Boden übertragen; dann erhält

das Fundament seine geringste Grundfläche. Die dazu notwendige Steifigkeit der Platte, d. h. im wesentlichen ihre Höhe, kann aus den Formeln entnommen werden. Eine ungleichmäßige Verteilung des Bodendrucks ergibt sich, wenn die Steifigkeit der Platte im Verhältnis zur Bodenziffer C unter gewisse vom Verfasser angegebene Werte sinkt. Es sei hervorgehoben, daß eine gleichmäßige Bodendruckverteilung in bezug auf die Festigkeit die ungünstigere Annahme darstellt, so daß durch die genaue Rechnung Material gespart werden kann. Bei der Unsicherheit der Ziffer C wird man jedoch in deren Wahl vorsichtig sein müssen. Für den Ingenieur ist natürlich die Beschränkung der Theorie auf polarsymmetrische Belastung ein gewisser Mangel; in den meisten Fällen wird er durch Winddruck und andere wagerechte Kräfte verursachte unsymmetrische Belastung als ungünstigste in Rechnung stellen müssen; das aus den ausgeführten Beispielen ersichtliche Verhalten des Bodens bei symmetrischer Belastung wird jedoch auch hier nützliche Anhaltspunkte für zweckmäßige Annahmen der Druckverteilung bieten, so daß das Werkchen dem Statiker in vielen Fällen willkommen sein wird.

München. Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Bericht über eine Studienreise in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Stadtbaudirektor Feuchtinger, Ulm a. D. und Dr.-Ing. Neumann, Professor an der Techn. Hochschule Braunschweig (jetzt Stuttgart). 1926. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg. 74 S. mit 29 Abb. Preis geh. 2,70, geb. 3,60 R.-M.

Das Heft ist eine willkommene Ergänzung der im gleichen Verlage erschienenen Berichte über die nordamerikanischen Straßen und um so wertvoller, als es vom Standpunkte des praktischen Straßenbauingenieurs aus geschrieben ist. Die Berichterstatter, die an der Internationalen Tagung für Städtebau und Landesplanung in New York im August 1925 teilgenommen haben, schildern zunächst die Befestigungsarten der Stadtstraßen, wobei die Erfahrungen Dr. Neumanns auf seiner Studienreise von 1912 zum Vergleich herangezogen werden, unter besonderer Berücksichtigung des Asphaltstraßenbaues, behandeln dann ausführlich den Betonstraßenbau, der auf sehr hoher Stufe steht, und gehen zur Anlage der Landstraßen (highways) über, bei denen neuerdings der Beton den Asphalt überflügelt. Besondere Abschnitte sind den Straßenbreiten in Stadt und Land, dem Verkehr und der für die spätere Entwicklung in Deutschland wichtigen Verkehrsregelung gewidmet. In einer Schlußbemerkung geben die Verfasser eine kurze kritische Zusammenstellung ihrer Beobachtungen. Zahlreiche Tabellen und Zahlenangaben über Verkehrsgrößen, Breiten, Kosten u. a. ergänzen den Bericht.

Das Heft ist weit mehr als ein Reisebericht und verdient weiteste Verbreitung in den Kreisen der Straßenbauingenieure und Städtebauer. Es ist zu begrüßen, daß die Verfasser Straßenbau und -unterhaltung in Beziehung zu dem Verkehr und der Verkehrsgröße gebracht haben und durch genaue Angabe der klimatischen und sonst ausschlaggebenden Verhältnisse wirklich brauchbare Vergleiche mit den deutschen Straßenbauverhältnissen ermöglichen. Dr.-Ing. Speck.

Der Massivbau. Von Robert Otzen, Geh. Regierungsrat, Prof. an der Technischen Hochschule in Hannover, Handbibliothek für Bauingenieure, Teil IV (Konstruktiver Ingenieurbau), 3. Bd. Mit 492 S. und 497 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 37,50 R.-M.

Dieses nach neuzeitlichen Auffassungen und wissenschaftlichen Forschungen abgefaßte, dem Bedürfnis der Baupraxis angepaßte Werk führt in anziehender, übersichtlicher und erschöpfender Weise in das recht umfangreiche Gebiet des Stein-, Beton- und Eisenbetonbaues ein; es ist vorzüglich geeignet, besonders für das Entwerfen von Bauten, dem Lernenden wie dem reifen Ingenieur ein Führer bei seinem Studium und bei seinen Bauten zu sein. Es sind in ihm auch die neuesten Vereinbarungen, Einheitsbezeichnungen und Bestimmungen, z. B. die Eisenbetonbestimmungen 1925, sowie ein umfangreicher Literaturnachweis vorhanden.

Das in Form und Druck sehr gut gehaltene Werk behandelt nach einer Einleitung über angreifende und widerstehende Kräfte, sowie über die zerstörenden Einflüsse, im 1. Abschnitt: Begriffserklärungen, Bauelemente, Mauerwerk, Beton, Eisenbeton und Holzbeton, im 2. Abschnitt: Spannungen und Abmessungen der Bauglieder, im 3. Abschnitt: den Entwurf für die verschiedensten und neuesten Bauformen und Ingenieurwerke.

Der Eisenbeton in seiner vielseitigen Form ist mit besonderem Interesse behandelt. Ein gutes Sachverzeichnis schließt das Buch ab. — Die vom Verfasser benutzte Literatur kann in Zukunft vielleicht bei den Fußnoten betreffs Angabe des Verlages noch etwas besser behandelt werden.

Das Werk, das einen großen Teil unseres Ingenieurwesens an zahlreichen Beispielen der Praxis, an der Hand vieler Abbildungen, auch nach der statischen, verkehrstechnischen und konstruktiven Seite hin anschaulich und instruktiv behandelt, kann all denen, die sich vom Standpunkte neuzeitlicher Bautechnik einen Überblick verschaffen und in den Stoff eindringen wollen, nur bestens empfohlen werden.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

Warenkunde und Industrielehre. Von E. Rüst. I. Teil: Werkstoffe. 2. Aufl. 4. bis 7. Tausend. 387 S., 439 Abb., 360 auf Taf. Zürich und Leipzig 1926. Verlag von Rascher & Cie., A.-G. Preis 17,60 R.-M.

Dieses Buch ist mit Unterstützung der „Schweizerischen Gesellschaft für kaufmännisches Bildungswesen“ von einem Schweizer Schulmanne mti langjähriger Lehrpraxis an einer höheren Handelsschule für die Bedürfnisse der Kaufleute, Gewerbetreibenden, Arbeiter und Hausfrauen verfaßt und herausgegeben worden. Es will in gemeinverständlicher Darstellung nicht nur Kenntnisse auf dem Gebiete der Warenkunde selbst vermitteln, sondern auch das Verständnis für die Abhängigkeit der Eigenschaften der Waren von ihrer Gewinnung und Verarbeitung wecken. Diese Absicht hat dazu geführt, daß ein namhafter Teil des Buches auf die Technologie oder „Industrielehre“ verwendet wurde.

In dem vorliegenden I. Teil sind Metalle, Tonwaren, Glas, Holz, Leder und Kautschuk behandelt. Bei Eisen und Stahl sind nicht nur die Gewinnung, sondern auch die Verarbeitung durch Gießen, Schmieden und Zerspanen an Hand von Skizzen besprochen. Auch die Herstellung der verschiedenen keramischen Erzeugnisse und des Glases sowie die Verarbeitung des Holzes, des Leders und des Kautschuks findet man erläutert. An vielen Stellen sind statistische Angaben über Welterzeugung und über Ein- und Ausfuhr der Schweiz gemacht und Mittelwerte von Marktpreisen angegeben.

Die Darstellung ist knapp, aber inhaltreich. Das Buch ist für den Leserkreis, für den es geschrieben ist, eine Fundgrube des Wissens. Der Verfasser hat mit Sorgfalt und Sachkenntnis ein gutes Werk geschaffen, dessen Studium allen Kaufleuten empfohlen werden kann. Dr. Stauch.

Statik für den Eisen- und Maschinenbau. Von Prof. Unold. 342 S. mit 606 Abb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 22,50 R.-M.

Das Buch stellt eine starke Erweiterung der Vorträge dar, die der Verfasser an der Maschineningenieur-Abteilung der Chemnitzer Staatlichen Gewerbeakademie über Baustatik hält, wobei sich der vorliegende Band in der Hauptsache auf ebene Tragwerke beschränkt, während Raumtragwerke und labile Gleichgewichtszustände einem Ergänzungsbande vorbehalten sind. In vier Hauptabschnitten werden die Lehrsätze der allgemeinen Statik, Kräftewirkung und Beanspruchung statisch bestimmter ebener Gebilde, die Formänderung statisch bestimmter ebener Gebilde und statisch unbestimmte Gebilde behandelt. Durch die Schrift sollen vor allem dem Maschineningenieur diejenigen statischen Kenntnisse vermittelt werden, die er braucht, wenn er sich dem Fachgebiet des Eisenbaues widmen will. Dies kann ohne Zweifel in vorzüglicher Weise durch Studium des Werkes erreicht werden. Es ist mit großem pädagogischen Geschick geschrieben und auch dem Bauingenieur, vor allem dem, der mit Grenzgebieten zwischen Maschinenbau und Bauingenieurwesen zu tun, der z. B. Krangerüste zu entwerfen hat, aufs wärmste zu empfehlen. Als Besonderheit seines Buches sieht der Verfasser des Buches seinen Versuch an, die bekannten Beziehungen für die Berechnung des „Weges“ δ_m, z. B. der Projektion der gesamten Verschiebung eines Trägerpunktes in der Form: $\delta_m = \int \frac{N \mathfrak{N} \, dx}{EF} + \int \frac{M \mathfrak{M} \, dx}{EJ}$ (für biegungsfeste Träger bei Berücksichtigung der Formänderung durch Biegungsmomente und Normalkräfte) und $\delta_m = \Sigma \frac{S \mathfrak{S} s}{EF}$ (für Fachwerkträger), ohne auf das Prinzip der virtuellen Verschiebungen zurückzugreifen, rein geometrisch abzuleiten. Dies erleichtert dem Anfänger sicherlich das Verständnis für diese grundlegenden Beziehungen, wenn auch vielleicht mit Recht gesagt werden darf, daß beim beliebig gelagerten Träger die sonst übliche Ableitung für den reiferen Leser überzeugender ist. Zu erwähnen ist noch, daß in dem letzten der oben angeführten Abschnitte eine übersichtliche Darstellung der zahlenmäßigen Lösung von Elastizitätsgleichungen gegeben wird, was sicherlich von den Benutzern des Buches sehr begrüßt wird. Maier-Leibnitz.

Der Bauarbeiterschutz. Richtlinien zu seiner Durchführung für die baugewerblichen Arbeiter. Herausgegeben vom Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbund. Berlin 1926, Verlagsgesellschaft des ADGB., G. m. b. H. 104 S., Preis geh. 1,20 R.-M., in Ganzl. geb. 2 R.-M.

Zweck des Buches ist die Anregung der Bauarbeiter zu einer eifrigeren Mitarbeit bei der Bekämpfung der vielseitigen Gefahren ihres Gewerbes. Das Buch enthält Hinweise über Bildung, Aufgaben und Tätigkeit der Bauarbeiterschutz-Kommissionen, deren Pflicht es ist, zusammen mit den Verwaltungsstellen der Gewerkschaften auf einen guten Bauarbeiterschutz in ihrem Bereiche hinzuwirken. Berücksichtigt sind in der Schrift auch die Aufgaben, die der Betriebsvertretung in den Fragen des Unfall- und Gesundheitsschutzes zufallen. Dann folgen Vorschläge zur Aufklärung der gesamten baugewerblichen, insbesondere der jugendlichen Arbeiter über Berufsgefahren, Maßnahmen zu ihrer Verminderung und Abstellung von Mängeln auf Bauten. Ferner findet man Winke zur Durchführung von Baukontrollen unter Hervorhebung der dabei am häufigsten zutage tretenden Verstöße gegen die Bauarbeiterschutz-Bestimmungen. Der letzte Abschnitt behandelt die Bildung von Landeskommissionen, um alle im Bauarbeiterschutz tätigen Personen zu einheitlichem und erfolgreichem Wirken zusammenzufassen. — Der Anhang enthält eine Anzahl wichtiger Bauarbeiterschutz-Bestimmungen des Reiches und der Einzelstaaten.

Das mit einem nützlichen Schlagwortverzeichnis ausgestattete Büchlein wird den baugewerblichen Arbeitern, besonders auch den Mitgliedern der Bauarbeiterschutz-Kommissionen, den Baudelegierten und Jugendleitern gewiß ein willkommener Ratgeber sein. Ls.

Material- und Zeitaufwand bei Bauarbeiten. Von Arnold Ilkow. 2. Auflage. 63 Seiten u. 101 Tabellen. Wien 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 4,40 R.-M.

Die vorliegende übersichtliche zweite Auflage ist durch Ergänzung der Maurer- und Dachdeckerarbeiten sowie durch Hinzufügung der Glaser- und Ofensetzerarbeiten vermehrt. Die Werte für den Zeitaufwand entsprechen den Verhältnissen in Österreich, wo sie zur ersten überschläglichen Kostenermittlung gute Dienste leisten können.

In Deutschland dürften die Angaben nur mit Vorsicht zu benutzen sein, da sie von den hier wieder an die Vorkriegszeit heranreichenden Arbeitsleistungen teilweise nicht unerheblich abweichen. Lerche.

Gußbeton, Erfahrungen im schweizerischen Talsperrenbau. Bericht der Gußbetonkommission, ergänzt durch Versuche der Eidgenössischen Material-Prüfungsanstalt an der E. T. H. Bearbeitet von Dipl.-Ing. Stadelmann. 2. Auflage. 163 S. mit 72 Abbild. Zürich 1926. Verlag Hoch- und Tiefbau A.-G. Preis geheftet 8,25 R.-M.

Nicht ganz ein Jahr nach dem Erscheinen der ersten Auflage ist die zweite Auflage des obengenannten Werkes herausgekommen, ein Zeichen dafür, daß die gründliche Arbeit der Schweizer in weiten Kreisen gewürdigt wird. Die ersten fünf Abschnitte sind durch einige Zahlenangaben ergänzt worden, im Abschnitt 6 sind die inzwischen an der Eidgen. Prüfungsanstalt gemachten Untersuchungen über den Einfluß der Granulometrie, den Einfluß des Zementgehaltes auf die Festigkeit, den Vergleich zwischen Beton- und Mörtelfestigkeit, die Einwirkung von Frost auf Beton, über die Wasserdichtigkeit und die Elastizität des Betons eingefügt worden. Die Abhandlungen über die Formeln von Feret und Abrams sowie über das Schwinden des Betons sind auf Grund neuerer Versuchsergebnisse erweitert worden.

Das Werk ist eine Fundgrube für die wissenschaftliche Betonforschung. Es ist zu wünschen, daß auch die zweite Auflage weiteste Verbreitung in der Fachwelt findet. Gaye.

Der Ruhrverband. Von Dr.-Ing. K. Imhoff. 29 S. mit einer Karte und 44 Abb. Berlin-Dahlem 1926. Verlag Wasser.

Die Ruhr mit einem Niederschlagsgebiet von 4500 km² und einer natürlichen mittleren Niedrigwassermenge von 18,4 m³/Sek. an ihrer Mündung in den Rhein ist der Trinkwasserspender für die Bevölkerung und die Werke des rheinisch-westfälischen Industriegebietes. Es ist besetzt mit einem engen Netz von 18 größeren und 219 kleineren Wasserwerken, die dem kiesigen Untergrunde des Flußbettes nicht weniger als 9,6 m³/Sek. entziehen. Um bei dieser starken Beanspruchung des Grundwasservorrates der Gefahr seiner Erschöpfung zu begegnen, wurde schon 1898 der Ruhrtalsperrenverein gegründet, der die Aufgabe hat, das der Ruhr schädlich entzogene Wasser künstlich durch den Bau und Betrieb von Talsperren wieder aufzufüllen. Im ganzen sind elf Talsperren gebaut mit einem Inhalt von 190 Mill. m³, von denen die größte — die Möhnetalsperre — allein einen Fassungsraum von 134 Mill. m³ Stauinhalt hat. Aber nicht bloß auf die Erhaltung der Ruhrwassermenge kam es für die Sicherung der Trinkwasserversorgung an, sondern auch auf die Freihaltung des Ruhrwassers von gesundheitsschädlichen Beimengungen. Zu diesem Zweck wurde im Jahre 1914 der Ruhrverband gegründet, dessen genossenschaftliche Aufgabe der Bau von Abwasserreinigungsanlagen und Abwasservorflutkanälen ist, soweit letztere für die Reinhaltung der Ruhr erforderlich werden.

Die Abhandlung bringt in gedrängter, übersichtlicher Form die Geschichte des Verbandes und die Beschreibung seiner Verwaltung und der bisher ausgeführten technischen Anlagen. Bis 1925 sind 12,46 Mill. R.-M. verbaut. Aus dem bisher Erreichten läßt sich schließen, daß die ganze Ruhr in einigen Jahren wieder ein reiner Fluß sein wird und in diesem Zustande auch dauernd erhalten werden kann, selbst wenn Einwohnerzahl und Industrie sich noch weiter vergrößern. K. Meier, Berlin.

Fortschritte der Abwasserreinigung. Von Dr.-Ing. K. Imhoff. 2. Aufl. 136 S. mit 98 Abb. Berlin 1926. Carl Heymanns Verlag. Preis kart. 5 R.-M.

Die zweite Auflage ist ihrer Vorgängerin schon nach einundeinhalb Jahren gefolgt, ein sichtbares Zeichen, mit wie lebhafter Teilnahme die auf dem Gebiete der Abwasserreinigung tätigen Techniker die Entwicklung ihrer Wissenschaft verfolgen. Der Verfasser mußte sein Buch trotz Streichung des 21. Abschnittes der alten Auflage über Trinkwasser und Abwasser im Ruhrtal im Umfange von 7 Seiten um 24 Seiten vergrößern, um die neuesten Erscheinungen berücksichtigen zu können. Sie betreffen im Abschnitt 12a die biologischen Tauchkörper und im Abschnitt 13a die Zusammenhänge der Belebungsverfahren. Einzelheiten können hier des Raummangels wegen nicht besprochen werden, sind vielmehr aus dem Buche selbst zu entnehmen. K. Meier, Berlin.

Die Anlage von Spiel- und Sportplätzen. Von Karl Diem. Berlin 1926. Weidmannsche Buchhandlung. Preis geh. 3,60 R.-M.

Das als Heft 12 der „Beiträge zur Turn- und Sportwissenschaft“ erschienene, von dem bekannten Sportschriftsteller Karl Diem verfaßte Büchlein gibt mit vielen Zeichnungen und Lichtbildern eine gute Übersicht von dem, was in allen Ländern an mustergültigen Sportanlagen vorhanden ist, von dem bescheidenen Spielfelde kleiner Gemeinden oder Sportvereine bis zu den größten Kampfbahnen der Weltstädte. Die technischen Ausführungen der Einzelheiten sind kurz berührt. Wer hierüber Näheres wissen will, muß sich an die größeren einschlägigen Werke halten. Aber als Büchlein zum Lust- und Planmachen ist dieses kleine Werk ausgezeichnet, und auch wer die größeren Werke schon hat, findet hier manches Neue; vor allem sind die grundsätzlichen Sportfragen, auch zu Werbezwecken passend, erläutert und in knappen Leitsätzen festgelegt. Der Kern der Anlage ist immer das Fußballfeld, international 70 × 105 m, in Anlagen von nur örtlicher Bedeutung können auch einige Meter weniger sein. Umzogen ist dies Fußballfeld von einer ovalen Laufbahn, neuerdings als Norm meistens von 400 m Länge, und in den Kopfzwickeln zwischen Fußballfeld und Laufbahn ist Raum für Leichtathletik. Um diesen Spielkern ziehen sich die Zuschauerränge, bei dörflichen Anlagen nur einige mäßig übereinander erhöhte Stehplatzlinien in Erde aufgeschüttet. Wo sich ein Hügel für die Anlage darbietet, kann man die Zuschauerränge amphitheatralisch in seine Flanke hineintreiben und den Abraum auf der anderen Seite in die Ebene vorschütten, wie ich es bei meinem neuen Stadion in Frankfurt (Oder) getan habe, das infolgedessen landschaftlich hervorragend wirkt.[1]) Die allergrößten Stadionanlagen unterscheiden sich von den Anlagen der Mittelstädte nur durch die größere Aufwändigkeit der Sitzreihen und der Tribünen- und sonstigen Hochbauten. Große Sportparkanlagen setzen sich zweckmäßig aus einzelnen normalen Spielplätzen zusammen. Spielplatzbau ist die Pflicht jeder Stadtgemeinde, Spielplatzkultur aber sollte ihr Stolz sein. Der Siegeslauf des Sports ist in Deutschland erst in seinem Anfange. Für jeden, der im öffentlichen Leben steht, auch wenn er nicht gerade mit Sportplatzbau befaßt ist, ist es notwendig und zur allgemeinen Bildung gehörig, daß er sich über die Fragen der Sportplatzanlagen und des Stadionbaues unterrichtet, und hierzu ist das vorliegende Heft ein ausgezeichnetes und erschöpfendes Hilfsmittel.

Magistratsbaurat Morgenschweis, Frankfurt (Oder).

Wasserkraft-Jahrbuch 1925/26. Herausgegeben von Oberbaudirektor K. Dantscher, ord. Professor, München, und Ingenieur Carl Reindl, München. 386 S. mit 168 Abb. im Text und 7 Tafeln. Richard Pflaum, Druckerei- und Verlags-A.-G., München. Preis geb. 16 R.-M.

Nach dem 1. Jahrgange[2]) dieses in der Fachwelt allgemein gut aufgenommenen Jahrbuches soll der soeben herausgekommene 2. Jahrgang mit einigen Worten angezeigt werden. Auch dieses Mal können sie nicht anders als voll Anerkennung und Lob gehalten sein. Obwohl sein Umfang mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Lage gegenüber dem Vorjahr wesentlich eingeschränkt werden mußte, schließt sich der 2. Jahrgang doch würdig seinem Vorgänger an.

Im I. Abschnitt wird die Entwicklung der Wasserkraftnutzung behandelt. Mattern schildert die geschichtliche Entwicklung des Wasserbaues und erleichtert uns das übersichtliche Begreifen dieser Entwicklung durch die Betonung der Haupttatsachen und Hauptrichtungen. Wir erkennen klar und mit einer für die Gegenwart dringend notwendigen Deutlichkeit, daß sich ohne geschichtliche Kenntnis unserer technischen Vergangenheit kein zutreffendes Urteil über den Fortschritt und gegenwärtigen Stand des Wasserbaues fällen läßt.[3]) Es folgen sodann aufschlußreiche und mit Abbildungen und Zahlentafeln versehene Berichte über den Stand der Wasserkraftnutzung in den hauptsächlichsten Ländern Europas, wobei nur Veränderungen und Zugänge berücksichtigt wurden. Über Deutschland und Spanien soll im nächsten Jahrgange berichtet werden.

Viele Fachgenossen werden die im II. Abschnitt erörterte Verwertung der Wasserkräfte im Großverbrauch der wirtschaftlich so wichtigen chemischen und metallurgischen Industrie (Dr. Waeser und Dr. Debar) besonders begrüßen. Dr. Krauß spricht über den Belastungsausgleich in großen alpinen Wasserkraftnetzen und tritt für den Ausbau weiter Flußgebiete nach gemeinsamem Plan der organisierten beteiligten Industrie ein. Maas erbringt in seinen „Untersuchungen über die hydraulische Speicherung von Dampfkraftenergie“ den Beweis, daß sich der Ausnutzungsfaktor von Dampfkraftwerken durch die Angliederung einer zweckmäßig gewählten hydraulischen Speicherkraftanlage wesentlich verbessern läßt, so daß nicht nur eine Ersparnis im Kohlenverbrauch erzielt, sondern auch eine Verbilligung der Anlagekosten erreicht wird. Dr. Hornstein behandelt die Stellung der Elektrizität im Privatrecht und gibt damit allen kaufmännischen und Betriebsleitern von Elektrizitätswerken ein wichtiges Rüstzeug zu ihren Kalkulationen.

Der III. Abschnitt ist wiederum dem Ausbau der Wasserkräfte gewidmet. Stürzenacker betrachtet „die Schönheit der Ingenieurbauten, der Wasserkraftanlagen im besonderen“ und gelangt dabei zu wertvollen Schlußfolgerungen, die jeder beherzigen muß, der in den Ingenieur- und Wasserwirtschaftsbauten in erster Linie Äußerungen unserer Kultur erblickt. Hallinger setzt seinen im 1. Jahrgang begonnenen „Beitrag zu den Vorarbeiten für Wasserkraftausnutzung“ durch Behandlung der Gefällausbeute bei Niederdruckwasserkräften fort. Die von Ziegler bearbeitete „Entwicklung des Talsperrenbaues“ bringt bemerkenswerte Hinweise auf die konstruktiv-technische Seite der Speicherwasserwirtschaft. Schoklitsch teilt ein anschauliches graphisches Verfahren zur Bemessung von Wasserschlössern mit, während Eisner das Problem des Stauschwalles in einem Oberwassergraben in einer von den bisher üblichen Auffassungen abweichenden Form behandelt. Der im 1. Jahrgang von Ott gelieferte Beitrag über Wassermessungen, der in erster Linie Flügelmessungen berücksichtigte, wird hier von Hahn durch die Besprechung der Überfallmessungen mit und ohne Seiteneinschnürung ergänzt. Lüscher erläutert „Das Luftbild in seiner Bedeutung für den Wasserbau“ an Hand der vom Konsortium Luftbild G. m. b. H.-Stereographik G. m. b. H.-München ausgeführten Arbeiten.

Unter den im IV. Abschnitt in das Arbeitsgebiet des Maschineningenieurs fallenden Abhandlungen sind die Ausführungen Kaplans über die Entstehungsgeschichte der Kaplan-Turbine auch für den Bauingenieur besonders lesenswert, da hier erstmals zusammenfassende Angaben von allgemeinster Bedeutung vom Erfinder selbst gemacht werden. Den Darlegungen Kaplans verleiht die Arbeit des Schweden Englesson über „Einige schwedische und finnländische Kaplan-Anlagen“ besonderen Nachdruck, da sie über den durchschlagenden Erfolg berichtet, den die Kaplan-Turbine im Norden Europas hatte. Dubs ergänzt seine im 1. Jahrgang mitgeteilten Untersuchungen mit Saugrohrkrümmern.

Im Anhang werden die einheitlichen Bezeichnungen und Formelzeichen in der Hydraulik und Gewässerkunde sowie fünf bemerkenswerte

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 8.

[2]) Vergl. die Besprechung in der „Bautechnik“ 1926, Heft 10.

[3]) Vergl. die Ausführungen des Berichterstatters in der „Bautechnik“ 1923, Heft 1, S. 5.

energiewirtschaftliche Tabellen und ein Schaubild über Arbeit und Leistung von Wasserkraftspeichern, abhängig vom Gefälle, mitgeteilt.

Die Reichhaltigkeit und der wissenschaftlich hohe Stand des Gebotenen machen das Wasserkraft-Jahrbuch 1925/26 jedem unentbehrlich, der an der Wasserkraftwirtschaft irgendwie interessiert ist.

Dr.-Ing. Marquardt, München.

Wasserkraftausnutzung in Bayern. Herausgegeben vom Staatsministerium des Innern, Oberste Baubehörde, Abteilung für Wasserkraftausnutzung und Elektrizitätsversorgung. München 1926. Preis geb. 20 R.-M.

Die bisherigen Veröffentlichungen der Abteilung für Wasserkraftausnutzung beim bayerischen Ministerium des Innern haben stets durch ihre starke Eigenart und Frische und durch die knappe Zusammendrängung der wichtigsten Gegenwartsfragen privater und staatlicher Wasserkraftwirtschaft erfreut.[1]) So auch dieses Buch, das schon in seiner äußeren Form einen gewissen Abschluß der bisherigen Arbeiten über die Wasserkraftausnutzung in Bayern darstellt, darüber hinaus aber wichtige Angaben über den beabsichtigten weiteren Ausbau der bayerischen Wasserkräfte enthält.

Nach einer kurzen Einleitung über die wasserwirtschaftlichen Vorbedingungen zur Wasserkraftausnutzung in Bayern, der wir u. a. entnehmen, daß von der Gesamtleistung der bayerischen Wasserkräfte mit rd. 3,7 Mill. PS (mittlere Jahresleistung 2,2 Mill. PS), heute Anlagen mit zusammen 934 000 PS (etwa 600 000 PS mittlerer Leistung) ausgebaut sind, führt uns ein Abschnitt in die staatliche Tätigkeit auf dem Gebiete der Wasserkraftausnutzung ein. Im Gegensatz z. B. zu der nicht immer glücklichen staatlichen Wasserkraftwirtschaft in Schweden ist man in Bayern — begünstigt durch den Kapitalmangel — mit größter Zurückhaltung und Vorsicht an den Ausbau staatlicher Wasserkräfte herangegangen und hat dagegen den Ausbau privater Werke durch geschickte und einflußnehmende Verwaltungsmaßnahmen weitgehend gefördert.

Man muß es den Sachbearbeitern der Schrift, insbesondere dem nunmehrigen Präsidenten Holler des Landesamtes für Wasserversorgung zu Dank wissen, daß sie — von Oscar von Miller angeregt — auf breitester Grundlage einen Generalplan für den Ausbau und die Verwertung der bayerischen Großwasserkräfte (über 1000 kW Ausbauleistung) aufgestellt haben, dessen Ausdehnung auf die Mittelwasserkräfte in Aussicht genommen ist. Der übersichtlich dargestellte Generalplan hat die wirtschaftlichste Verwertung der einzelnen Wasserkräfte und damit die Umstellung der bayerischen Wirtschaft von Kohle und anderen Brennstoffen auf Wasserkraft, soweit möglich und zweckmäßig, zum Ziele. Unter der zahlreichen Literatur, die wir über die Wasserkraftausnutzung der einzelnen Länder besitzen, wird man sich schwerlich erinnern, ein so zielbewußtes und vorausschauendes Programm über die Wasserkraftwirtschaft eines Landes gefunden zu haben, wie es uns im „Generalplan" entgegentritt. Besonders bemerkenswert ist dabei eine vom Statistischen Landesamt eingeleitete Erhebung über den Stand der Wasserkrafterschließung in Bayern am 1. August 1926, die — etwas ergänzt — auszugweise hier mitgeteilt wird:

Anlagengröße in PS	Anlagenzahl insgesamt Stück	%	Ausbauleistung insgesamt in PS	%
1 bis 10	7 811	67,32	35 868	3,85
11 „ 20	1 751	15,08	26 624	2,85
21 „ 50	1 274	10,98	41 793	4,47
51 „ 100	372	3,21	26 716	2,86
101 „ 499	282	2,43	57 552	6,16
500 „ 1499	60	0,52	49 336	5,28
1500 „ 4999	36	0,31	95 510	10,22
5000 und mehr	17	0,15	600 600	64,31
zusammen	11 603	100,00	933 999	100,00

Von den 113 größeren Anlagen von 500 PS aufwärts ist eine Gesamtleistung von 745 446 PS ausgebaut. Hiervon dienen 374 797 PS der allgemeinen Elektrizitätsversorgung, 128 046 PS der Bahnstromversorgung, 185 310 PS der elektrochemischen und -metallurgischen Großindustrie, 25 549 PS der Papier- und Holzstoffindustrie, 27 648 PS der Textilindustrie, und 4096 PS finden sonstige Verwertung.

Es folgt sodann ein Abschnitt über die Entwicklung des Wasserkraftausbaues in Bayern, sowie Übersichten über die Gesamtleistung der bayerischen Wasserkräfte, über die Größenanordnung und die Verwendung der ausgebauten und im Bau befindlichen Wasserkraftanlagen von über 500 PS Ausbauleistung. Sodann sind die Hauptflußgebiete in neun Abschnitten unter Darlegung der geographischen, geologischen und wasserwirtschaftlichen Vorbedingungen und ihrer für die Wasserkraftausnutzung bezeichnenden Merkmale geschildert, wobei gute Lage-, Höhen- und Kraftleistungspläne die Anschaulichkeit des Textes unterstützen. Besondere Beachtung verdienen die technischen Sonderbeschreibungen über die ausgebauten Anlagen mit mehr als 500 PS, denen vortreffliche Strichzeichnungen und Lichtbilder beigegeben sind und deren Literaturhinweise das ausführlichere Quellenstudium erleichtern. Einige Angaben über die Baukosten der beschriebenen Wasserkraftwerke und ihrer Einzelteile würden allerdings den Wert dieser für jeden Fachmann wichtigen Werkbeschreibungen noch erhöht haben.

Vergleicht man die Veröffentlichung der bayerischen Wasserkraftabteilung mit ähnlichen Arbeiten anderer Länder, z. B. mit der 1925 vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband als Verbandsschrift Nr. 11 erschienenen, gleichfalls vortrefflichen Beschreibung der „Wasserkraftwerke der Schweiz", so kann man feststellen, daß die technische Durchbildung der bayerischen Wasserkraftanlagen einen hohen Stand der Vollkommenheit aufweist und den Vergleich mit derjenigen anderer, selbst wasserkraftreicherer Länder in keiner Weise zu scheuen braucht.

Die verdienstvolle und in Papier und Druck hervorragend ausgestattete Schrift kann jedem bestens empfohlen werden, der mit wasserbaulichen, wasser- und energiewirtschaftlichen Fragen zu tun hat. Der Wirtschaftspolitiker, Finanzmann und der einfache Verbraucher elektrischer Energie wird aus diesem Führer durch die bayerische Wasserkraftwirtschaft ebenso Nutzen ziehen wie der entwerfende Ingenieur oder der Besitzer von Wasserkraftanlagen, die hier leicht Vergleiche ziehen und für die Ausführung neuer Anlagen wertvolle Anregungen schöpfen können.

Dr.-Ing. Marquardt, München.

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Dr.-Ing. ehr. M. Foerster, Geh. Hofrat, ord. Professor a. d. Technischen Hochschule zu Dresden. 3. Auflage. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 25,50 R.-M.

Es ist sehr zu begrüßen, daß dieses geschätzte Buch in seiner neuen, dritten Auflage sofort erschien, nachdem die neuen Bestimmungen über Eisenbetonbauten veröffentlicht worden waren.

Im ersten Kapitel wird zunächst, ausgehend von der Erfindung des Portlandzementes, ein kurzer geschichtlicher Überblick über die Entwicklung des Verbundbaues gegeben, worauf der Verfasser in die Behandlung des Baustoffes eintritt. In sehr übersichtlicher und tiefgehender Weise sind hier die Einflüsse auf Beton mit und ohne Eisenanlagen behandelt, wie sie aus der reichen Erfahrung des Verfassers geschöpft wurden. Auch der hochwertige Zement kommt hierbei gebührend zu Worte. Verfasser trennt diese Einflüsse in solche auf den Verbundbaukörper, bezw. den Beton allein und das Eisen allein.

Im zweiten Kapitel werden nacheinander die allgemeinen Anordnungen des Verbundbaues, die Säulen, dann die Platte und endlich die Plattenbalken behandelt. Ein besonderer Schlußabsatz ist dem Verbundtonnengewölbe gewidmet. Dem Leser wird durch die Einschaltung von Versuchsergebnissen in Tafelform hier oft die Möglichkeit gegeben, auf dem Wege eigener Schlußfolgerungen die zweckmäßigsten Konstruktionen herauszufinden. Hier erkennt man den Meister des Unterrichts, der den Schüler fast unbewußt in die Erkenntnisse des Wie und Warum konstruktiver Richtlinien hineinleitet. In knapper Fassung werden hier auf kleinem Raum die Erfahrungen von mehr als einem Menschenalter fast erschöpfend vorgeführt.

Das dritte Kapitel, der Ermittlung der inneren Spannungen gewidmet, umfaßt den weitaus größten Teil des Werkes mit allein 300 Seiten. Nach einem kurzen Überblick über die einheitlichen Bezeichnungen im Eisenbetonbau werden zunächst die Biegungsvorgänge, dann die Schubkräfte in der einfach- und in der doppeltbewehrten Platte und im Plattenbalken mit ihren Wirkungen auf die inneren Kräfte dargelegt, zuletzt auch unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen. Dem Vorgehen der Amerikaner und Engländer folgend wird auch hier zwecks Kürzung der Arbeitsleistung auf tunlichste Verwendung tafelmäßiger Zusammenstellungen hingearbeitet, die dem entwerfenden wie auch dem überprüfenden Ingenieur viel Arbeit erspart und ihm gleichzeitig einen gewissen Schutz gegen Fehler gewährt, die sich bei oftmals zeitraubenden Ableitungen und Rechnungen leicht einstellen, und bei denen den unerfahrenen Ingenieur auch das Gefühl über die Richtigkeit des errechneten Wertes im Stich läßt. Ein besonderer Abschnitt ist den Steineisendecken gewidmet. Auf breiter Grundlage sind die allseitig aufgelagerten kreuzweise bewehrten Platten behandelt als Vorbereitung zu den Pilzdecken, die in einem Beispiel durchgerechnet erscheinen. Für die Querschnittsbemessungen läßt der Verfasser auch andere Fachleute mit ihren Verfahren zu Worte kommen, so Stock, Birkenstock, Baron, Lamberg, Hartschen, Löser mit seinen Tafelberechnungen, sowie Barck mit seinem Verfahren der Bemessung nach der wirtschaftlichen Seite, endlich Moersch und Hager. Sehr eingehend sind weiter die Verbundstützen behandelt mit mittiger und außermittiger Belastung sowie mit und ohne Knickgefahr. Auch hier bieten Tafelzusammenstellungen Gelegenheit zu raschem Entwerfen bezw. Überprüfen. Die wesentlichen Rechnungsverfahren sind durch glücklich gewählte Beispiele aus der Praxis belegt. Ein breiter Raum ist den Spannungen in Verbundquerschnitten bei Beanspruchung durch eine Normalkraft und gleichzeitig durch ein Biegemoment gewidmet. Dieser Abschnitt erhält seinen besonderen Wert für die Berechnung von Rahmenquerschnitten. Auch hier schaffen Tafeln erhebliche Erleichterungen, zumal nacheinander getrennt kleine, mittlere und große Außermittigkeiten der Belastung Berücksichtigung finden. Da ihr Gebrauch dem Anfänger nicht gleich geläufig sein dürfte, werden reichlich Beispiele aus der Praxis herangezogen. Den wirtschaftlichen Verhältnissen tragen besonders Rechnung die Verfahren von Ehlers, Kunze und Spangenberg, letztere noch erweitert durch Thullie und Kunze. Ein Unterabschnitt ist den zeichnerischen Ermittlungen der Nullinie gewidmet, ein gleicher der Bestimmung der Eisenspannungen und der Wandstärke bei auf Ringspannung beanspruchten Verbundquerschnitten, wie sie bei Flüssigkeitsbehältern auftreten.

Den Schluß des Werkes bilden in einem Anhang I die amtlichen Bestimmungen für Eisenbetonbauten, auszugsweise ferner die Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement. Anhang II enthält Tafeln für Durchlaufträger nach Winkler, Lewe und nach Pederssen. In einem Anhang III sind endlich sämtliche Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zusammengestellt.

Das ausgezeichnete Werk dürfte sich in seiner neuen Fassung rasch in der Ingenieurwelt einführen.

Colberg.

[1]) Wir erinnern nur an die im Anschluß an die Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft in München 1921 veröffentlichte Schrift „Die Wasserkraftwirtschaft in Bayern".

Eingegangene Bücher.

Lehrbuch des Maschinenbaues. Herausgegeben von Esselborn. 2. bis 4. Aufl., 1. Bd.: Die maschinentechnischen Baustoffe. — Festigkeitslehre. — Maschinenzeichnen. — Maschinenelemente. — Dampfkraftmaschinen. — Gaskraftmaschinen. — Windkraftmaschinen. — Arbeitsmaschinen für flüssige Stoffe. — Arbeitsmaschinen für gasförmige Stoffe. Bearbeitet von Dipl.-Ing. J. Maercks, ordentl. Lehrer an der Bergschule zu Bochum, und Geh. Reg.-Rat L. Klein, ordentl. Professor an der Techn. Hochschule zu Hannover. 861 S. mit rd. 1100 Abb. Leipzig 1926. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geh. 21, geb. 24,50 R.-M.

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V., Heft 16, 1926: **Das badische Wasserrecht** in seinen Grundzügen gemeinverständlich dargestellt. Von Oberregierungsrat Dr. K. von Bayer-Ehrenberg. 83 S. Berlin-Halensee 1926. Selbstverlag des Verbandes. Preis 2 R.-M.

DIN-Normblatt-Verzeichnis. Stand der Normung Herbst 1926. 200 S. Berlin 1926. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis 1,50 R.-M.

Taschenkommentar des Patentgesetzes sowie des Gesetzes, betreffend die Patentanwälte und des Gesetzes, betreffend den Schutz von Gebrauchsmustern. Von Oberreichsanwalt a. D. Dr. Ludwig Ebermayer. 222 S. Berlin 1926. Verlag von Otto Liebmann. Preis geb. 5 R.-M.

Lebende Bücher. Herausgegeben von Adalbert Deckert. Gruppe der Mathematik: **Die graphische Integration.** Von Ing. Dr. techn. Joseph Gerstenbrandt. 135 S. mit 78 Abb. Wittenberg 1926. A. Ziemsen Verlag. Preis in Ballonleinen geb. 6 R.-M.

Elektro-Kalender 1927. 64 Blatt. Stuttgart. Franckh'sche Verlagshandlung. Preis 3 R.-M.

Siedlung und Kleingarten. Von Regierungsrat a. D. Dr. H. Kampffmeyer. 155 S. mit 100 Abb. Wien 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 4,20 R.-M.

Die Asbest-Zementschiefer-Fabrikation. Von Fabrikdirektor K. A. Weniger. 2. verbesserte und vermehrte Aufl. 258 S. mit 78 Abb., 4 Taf. und 35 Berechnungsbeispielen. Berlin 1926. Verlag von M. Krayn. Preis geh. 15, geb. 17 R.-M.

Nordamerikanische Seehafentechnik. Von Dr.-Ing. E. Foerster. Sonderdruck aus „Werft, Reederei, Hafen" 1925 u. 1926. 74 S. mit 195 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 7,50 R.-M.

Physik für Bauschulen und verwandte technische Lehranstalten, sowie zum Selbststudium. Von J. Kleiber, Oberstudienrat in München. 259 S. mit 534 Abb. Berlin und München 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 4 R.-M.

Die Rheinschiffahrt nach Basel. Kurz gefaßte Geschichte der Bestrebungen zum Anschluß der Schweiz an das internationale Wasserstraßennetz und zur Schaffung eines Wasserweges von der Schweiz zum Meere. Im Auftrage des „Vereins für die Schiffahrt auf dem Oberrhein" in Basel verfaßt von J. R. Frey. 64 S. mit 18 Textabb. und 62 Abb. auf XLIV S. Zürich, Leipzig, Berlin 1926. Verlag Orell Füßli. Preis 2 R.-M.

Schriftenreihe der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen: **Probleme der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen.** Vortragsreihe, veranstaltet im Winterhalbjahr 1925/26 in Berlin. 263 S. mit Abb. Berlin 1926. Beuth-Verlag.

Die Aufstockung. Von Architekt Exner, Dresden. 15 S. mit 14 Abb. und 4 Taf. Leipzig 1926. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Preis 1,50 R.-M.

Gesundheitstechnik im Hausbau. Von R. Schachner, Professor der Technischen Hochschule München. 437 S. mit 206 Abb. und 1 Taf. München und Berlin 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 22,50, geb. 24,50 R.-M.

Eidgenössische Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich. Diskussionsbericht Nr. 9: **Der neue F-Stahl. Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen.** Bericht erstattet von Prof. Dr.-Ing. h. c. M. Roš, Direktor der E. M. P. A. 19 S. mit 32 Abb. und 3 Tabellen. Zürich 1926.

Kommunale Vereinigung für Wohnungswesen (Vereinigung Deutscher Wohnungsämter) Heft 6. Bericht über die achte Tagung der Vereinigung in Hildesheim am 20. und 21. Mai 1926 und Abdruck der Vorträge. 64 S. Berlin 1926. Carl Heymanns Verlag. Preis 3 R.-M., für Mitglieder der Vereinigung 2 R.-M.

Klinker, ihre Verwendung und Herstellung. Von K. Dümmler, Architekt und Ziegelei-Ingenieur. 63 S. mit 75 Abb. Halle a. d. Saale 1926. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis geh. 4,80, geb. 6,80 R.-M.

Sammlung von Werbebüchern für die Ziegelindustrie, Bd. I.: **Warum Ziegelbau?** Eine Antwort aus Geschichte und Leistung der Ziegelindustrie. Von E. Rich. Schubert. 59 S. mit 42 Abb. Berlin 1926. Verlag der Deutschen Ton- und Ziegel-Zeitung. Preis 1 R.-M.

Abhandlungen zur praktischen Geologie und Bergwirtschaftslehre, Bd. 7: **Die Kaolinlager in Schlesien.** Von Dr.-Ing. E. Pralle. 52 S. mit 9 Abb. Halle a. d. Saale 1926. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis 3,60 R.-M.

Die Baupolitik. Zeitschrift für Bauwesen, Städtebau, Siedlungspolitik und Wohnungsfürsorge. Herausgegeben von Dr. Karl H. Brunner. München 1926. Verlag von Georg D. W. Callwey. Preis f. d. Halbjahr 6 R.-M.

Berliner Wohnungsbauten aus öffentlichen Mitteln. Die Verwendung der Hauszinssteuer-Hypotheken. Von J. Schallenberger und H. Kraffert. 123 S. mit 203 Abb. Berlin 1926. Bauwelt-Verlag.

Lehrbuch des Hochbaues. Herausgegeben von Esselborn. 3. bis 8. Aufl., 2. Bd.: Die Elemente der Baukunst. Bauformenlehre. Der Gewölbebau. Decke und Dach. Das Ornament. Der Wohnbau. Die Innendekoration. Das deutsche Wohnhaus. Öffentliche Bauten. Neuzeitliche Bauaufgaben. Bearbeitet von Prof. Dr. J. Durm und Architekt Dipl.-Ing. R. Durm. 795 S. mit 2500 Abb. Leipzig 1926. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geh. 17, geb. 20,50 R.-M.

Wissenschaft und Wirtschaft, Bd. 1: **Gesetze und Verordnungen betreffend die Wasserwirtschaft.** Zusammengestellt von Prof. Ing. Dr. H. Meixner. Brünn 1926. Verlag des Hauptvereins deutscher Ingenieure in der Csl. Republik. 256 S. Preis 40 Kč. für tschsl. Rep., 44 Kč. für alle andern Länder.

„Tage der Technik" 1927. Technisch-histor. Abreißkalender. Von Dr.-Ing. chr. F. M. Feldhaus. 365 Blatt, 365 Abb. München u. Berlin. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 5 R.-M. (Vergl. die Besprechung in der „Bautechnik" 1925, S. 772.)

Zuschriften an die Schriftleitung.

Schiffahrtstraße Basel—Straßburg.

Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ottmann behandelt in der „Bautechnik" 1926, Heft 29, in einem „Schiffahrtstraße Basel—Straßburg" überschriebenen Aufsatze die Frage, welche Ausbauform für diese Rheinstrecke technisch am richtigsten und daher erfolgversprechendsten sei und welcher Ausbauvorschlag mit Rücksicht auf die Bestimmungen des Versailler Vertrages und die französischen Bestrebungen von deutscher Seite vertreten werden müßte. Herr Ottmann beleuchtet zunächst die Gefahren und Nachteile des von den Franzosen verfolgten Planes eines Seitenkanals von Basel bis Straßburg und versucht dann die Behauptung zu begründen, daß die von der Schweiz vorgeschlagene und von der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt genehmigte Regulierung des Stromes, die nach dem Entwurfe der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion, Karlsruhe, ausgeführt werden soll, nicht den beabsichtigten Erfolg haben könne.

Eine Erwiderung auf diese kritischen Äußerungen „post festum" — die Zentralkommission hat ihre Entschließung bereits im April 1925 gefaßt[1]) — könnte überflüssig erscheinen, zumal über die Ablehnung des französischen Seitenkanals sich wohl alle beteiligten deutschen Kreise einig sind und diese Angelegenheit auch in der deutschen Tagespresse seinerzeit eine ausgiebige und erschöpfende Behandlung erfahren hat. Da Herr Ottmann aber weiter glaubt, den Vorschlag einer Regulierung des Rheins, der von der deutschen Vertretung in der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt mit gewichtigen Gründen befürwortet wurde, ablehnen und damit die Oberrheinpolitik der deutschen Regierung diskreditieren zu sollen, so darf ein solcher Schritt nicht unwidersprochen bleiben, weil sonst die Gefahr besteht, daß über die Behandlung des Oberrheinproblems durch die deutsche Regierung in weiteren Kreisen eine unzutreffende Auffassung Platz greift.

Die Entgegnung auf die Ausführungen Ottmanns wird dadurch erleichtert und vereinfacht, daß Herr Ottmann sich nicht auf persönliche Kenntnis der verwickelten hydraulischen Vorgänge am Oberrhein und eigene Erfahrungen stützen kann, sondern nur allgemeine Betrachtungen anstellt, indem er sich auf Urteile zweier Wasserbaubeamten bezieht, und zwar des Oberbaurats Kupferschmid und des Holländers Jolles. Es ist immerhin ein etwas ungewöhnlicher Vorgang, daß die Wasserstraßenpolitik der deutschen Reichswasserstraßenverwaltung einer Kritik unterworfen wird, die sich auf Meinungsäußerungen eines Ausländers stützt. Dieser, der inzwischen verstorbene Generalinspekteur van den Rijkswaterstaat Jolles, der dem Verfasser aus vielen gemeinsamen Verhandlungen genau bekannt ist, war zwar mit den Verhältnissen des Mittel- und Niederrheins gut vertraut, die hiervon völlig verschiedene Natur und Entwicklung des Stromes oberhalb Mannheim blieb ihm aber in manchen Punkten fremd, wie häufige Unterhaltungen zwischen ihm und dem Verfasser ohne weiteres erkennen ließen. Es ist richtig, daß Herr Jolles[2]) die Auffassung vertrat, der durch die Rheinregulierung zwischen Straßburg und Sondernheim hergestellte Schiffahrtweg habe nicht den Erwartungen entsprochen. Ebenso richtig ist aber auch, daß dieser Schiffahrtweg im Jahre 1918 noch gar nicht fertig war, und wesentliche Bauarbeiten im Rahmen des ursprünglichen Bauplanes in den späteren Jahren noch ausgeführt werden mußten und ausgeführt worden sind. Der Zustand des Fahrwassers auf dieser Strecke ist daher naturgemäß jetzt ein ganz anderer, und zwar erheblich besserer, als vor acht Jahren. Die Anschauung, daß eine Niedrigwasserregulierung oberhalb Straßburg insbesondere durch die Tullasche Korrektion mit den zahlreichen Durchstichen unmöglich gemacht sei, ist insofern abwegig, als in gleicher Weise auch auf der bereits regulierten Strecke Straßburg—Sondernheim und noch

[1]) Der Oberrhein als Schiffahrtstraße und die Straßburger Beschlüsse der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt. Von Oberbaurat Spieß im Wasserstraßenjahrbuch 1925/26, München.

[2]) De Ingenieur 1918, Nr. 27.

weiter unterhalb seinerzeit bedeutende Durchstiche und Begradigungen ausgeführt worden sind. Daß das Gefälle des Rheins stromauf zunimmt — worauf Herr Jolles auch hingewiesen hat —, ist selbstverständlich; diese Erscheinung steht aber nicht dem Ausbau des Niedrigwasserbettes im Wege, sondern hat nur eine veränderte, dem Gefälle angepaßte Profilgestaltung zur Folge. Dort, wo das Gefälle sprunghaft hinaufschnellt — an der Isteiner Schwelle unterhalb Basel —, soll bekanntlich der sogenannte Kembser Seitenkanal hergestellt werden.

Man könnte nun weiter aus den Ottmannschen Mitteilungen schließen, daß Oberbaurat Kupferschmid, der zweifellos ein genauer Kenner des Oberrheins ist, der Ansicht sei, die Regulierung unterhalb Straßburg habe den erwarteten Erfolg nicht gehabt. Ein solches Urteil aus berufenem Munde würde allerdings um so mehr in die Wagschale fallen, als Herr Kupferschmid wesentlichen Anteil an der Ausführung der Regulierung von Straßburg bis Sondernheim gehabt hat und ihm auch in Anerkennung seiner Verdienste im Jahre 1924 seitens des Vereins zur Wahrung der Rheinschiffahrtinteressen die neu gestiftete Rheinflagge mit der Begründung verliehen wurde: „Herr Kupferschmid hat die Rheinregulierung von Sondernheim bis Straßburg bis zu ihrer Vollendung technisch geleitet; die letzte technische Großtat für den Rheinverkehr, für die wir ihm durch die Verleihung der Rheinflagge und dadurch gleichzeitig allen denen danken, die an dem Zustandekommen des Werkes teilhaben" — eine Anerkennung, die beweist, daß „beachtenswerte Kreise der Rheinschiffahrt" den Erfolg der Regulierung zu würdigen wissen. Herr Kupferschmid stellt aber gar nicht die Behauptung auf, daß die Regulierung unterhalb Straßburg nicht gelungen sei[3]); er versucht nur nachzuweisen, daß sich noch an einzelnen Stellen dieser Rheinstrecke Fehltiefen zeigten, deren Beseitigung Nachregulierungsarbeiten erfordere. Die Kupferschmidschen Ausführungen haben inzwischen eine Widerlegung und Berichtigung gefunden in einem Aufsatze des Oberbaurats Spieß, Karlsruhe, über „Die technischen Erfolge der Regulierung des Rheins zwischen Sondernheim und Straßburg".[4]) Herr Spieß weist hierin nach, daß die Untiefen an bestimmte kurze Strecken gebunden und die Ursachen bekannt sind, so daß bereits Maßnahmen zur Verbesserung teils ausgeführt, teils vorbereitet werden konnten. Auf der Strecke Straßburg—Sondernheim kann jetzt, von einigen Ausnahmefällen abgesehen, die gleiche Abladetiefe ausgenutzt werden, wie im Bingerloch. Daß die Oberrheinschiffahrt während des Niedrigwassers des letzten Winters in Mannheim leichtern mußte, war hauptsächlich auf die ungünstigen Fahrwassertiefen bei Straßburg zurückzuführen, deren Ursache im wesentlichen die zu kurze Übergangsstrecke von dem unregulierten in den regulierten Fluß ist. Die von oben kommenden Geschiebemassen schieben sich infolgedessen noch in den oberen Teil der Regulierungsstrecke hinein und bewirken hier Verlagerungen. Sobald die Regulierung aber stromauf fortgesetzt ist, werden diese Schwierigkeiten behoben sein. Im übrigen mußten und müssen auch nach der planmäßigen Fertigstellung des Niedrigwasser-Ausbaues im Jahre 1923 in regelmäßiger Folge Ergänzungsarbeiten und Verbesserungen ausgeführt werden, wie sie stets bei derartigen großen Flußregulierungen noch für einen längeren Zeitraum notwendig werden. Voruntersuchungen für sogenannte Feinregulierungen an einzelnen Stellen sind bereits seit längerer Zeit eingeleitet. Kein Mensch wird behaupten wollen, die Regulierung des Mittel- und Niederrheins sei nicht gelungen, weil noch jetzt — 25 Jahre nach Fertigstellung — kostspielige Ergänzungen vorzunehmen sind.

Herr Kupferschmid tritt der Spießschen Auffassung entgegen[5]) und behauptet, für die Beurteilung der mit der Regulierung erzielten Erfolge müsse von einem tieferen Wasserstande ausgegangen werden, als er bei Aufstellung des Entwurfs von 1896/97 zugrunde gelegt worden ist, da hierbei ein Irrtum unterlaufen sei. Es ist hier nicht der Ort, um auf die Begründung dieser Ansicht näher einzugehen. Früher wurde am Rhein mit Beharrungszuständen gerechnet, um die gleichwertigen Wasserstände zu ermitteln, ein Verfahren, das bei der verschiedenen Abflußform auf dem Ober- und Niederrhein manche Fehlerquellen aufweist. Später, nach Aufstellung des Regulierungsentwurfs, legte man die gleiche Unterschreitungsdauer zugrunde. Für die Bewertung des Erfolges der Regulierung kann aber nur der Wasserstand maßgebend sein, auf den sich der Verfasser des Entwurfs bezogen hat und auf dem dieser aufgebaut ist. Herrn Spieß, der hiervon ausgegangen ist, muß daher beigetreten werden.

Herr Ottmann glaubt sich ferner auf Oberbaurat Kupferschmid für seine Ansicht berufen zu können, daß die für Straßburg—Sondernheim angewendete Regulierungsart für die völlig anders gestaltete Stromstrecke von Basel bis Straßburg, die sich in einem durchaus unfertigen Zustande befinde, keineswegs anwendbar sei. Kupferschmid sagt aber in der Einleitung seines ersten Aufsatzes ausdrücklich, daß er von einer Erörterung dieser Frage absehen wolle, wenngleich er vielleicht der Ansicht sein mag, daß die Verhältnisse der regulierten Strecke unterhalb Straßburg nicht ohne weiteres auf die Strecke oberhalb Straßburg übertragen werden können. In dem Regulierungsentwurfe der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion ist dieses auch nicht geschehen. Der Entwurf, der mit der größten Vorsicht aufgestellt ist, beruht auf Grundlagen, die gesondert für diese Rheinstrecke durch eingehende Vorarbeiten gewonnen sind. Die Erfahrungen, die bei der Regulierung unterhalb Straßburg gewonnen wurden, sind nur insoweit unter Beachtung der Verschiedenheiten in den hydraulischen Vorgängen für die Strecke oberhalb Straßburg verwertet, als dieses nach den ausführlichen Untersuchungen der natürlichen Verhältnisse und den angestellten Berechnungen zulässig erschien.

Diese kurzen Hinweise zeigen, wie bedenklich es ist, einen technischen Entwurf zu kritisieren, den man nicht kennt. Weder Herrn Ottmann noch Herrn Kupferschmid ist der Entwurf für die Oberrheinregulierung Straßburg—Basel bislang in seinen Einzelheiten bekanntgeworden. Die in technischen Zeitschriften erschienenen Veröffentlichungen über den Entwurf reichen keineswegs aus und konnten auch nicht den Zweck haben, Dritten ein abschließendes Urteil über den Wert und die Aussichten des Regulierungsplanes zu ermöglichen. Man mag über die Zuverlässigkeit hydraulischer Berechnungen verschiedener Meinung sein; will man aber nicht jeden Wert derartiger Untersuchungen überhaupt bestreiten, so muß und kann erklärt werden, daß der Regulierungsentwurf für den Oberrhein, der auf den genauesten und mit größter Sachkunde aufgestellten Untersuchungen beruht, den erwarteten Erfolg haben wird.

Die Sorge, wann und wie dieser Ausbauplan verwirklicht werden soll, möge man ruhig den beteiligten Regierungen überlassen. Diese werden sich bei ihren Entschlüssen von Erwägungen leiten lassen, die auf staatspolitischem, verkehrspolitischem und volkswirtschaftlichem Gebiete liegen, deren Erörterung hier aber aus naheliegenden Gründen unterbleiben muß.

Berlin. Hoebel, Ministerialrat.

Hierzu äußern sich die Herren Dr.-Ing. Ottmann und Kupferschmid wie folgt:

Die vorstehenden Ausführungen bieten mir keinerlei Veranlassung zur Abänderung oder Ergänzung meiner in der „Bautechnik" 1926, Heft 29, veröffentlichten Darlegungen.

Ein Strom, der durch Regulierung ausreichend schiffbar gemacht werden kann, soll niemals kanalisiert werden. Die Schiffbarkeit des Rheins zwischen Straßburg und Basel wird durch Regulierung in vollkommener Weise schwerlich zu erzielen sein. Trotzdem würde man sich mit den zu erreichenden Verbesserungen begnügen können, wenn nicht eine völlige Unbrauchbarmachung der Schiffahrtstraße zu befürchten wäre, die eintritt, sobald die Franzosen von ihrem durch den Versailler Vertrag geschaffenen Rechte Gebrauch machen und einen linksufrigen Seitenkanal herstellen.

Eine gute Wasserstraßenpolitik kann nur auf technisch richtigen Grundlagen geführt werden. „Erwägungen, die auf staatspolitischem, verkehrspolitischem und volkswirtschaftlichem Gebiete liegen", können nur dann richtig sein, wenn sie auf einwandfreien technischen Unterlagen beruhen. Dr.-Ing. Ottmann.

In seinem Aufsatze über die Oberrheinfrage in der „Bautechnik" 1926, Heft 29, hatte sich Herr Dr. Ottmann auf mich und den 1924 verstorbenen Inspecteur-Generaal Jolles in Arnhem berufen, was Herrn Ministerialrat Hoebel bei der Beantwortung jenes Aufsatzes Anlaß gegeben hat, sich eingehend mit mir zu befassen, so eingehend, daß sogar die Verleihung der Rheinflagge an mich durch den Verein zur Wahrung der Rheinschiffahrtinteressen erwähnt wird. Was Herr Hoebel mit letzterem will, ist mir nicht ganz klar; die Antwort darauf muß ich mir also aufsparen, bis er sich deutlicher ausgesprochen hat.

Was mich heute veranlaßt, zu seiner Ausführung kurz Stellung zu nehmen, ist in erster Reihe die Art und Weise, in der meinem hochverehrten Freunde Jolles die Befähigung zur Beurteilung von Oberrheinfragen abgesprochen wird. Jolles, dessen eigenstes Werk die Waalregulierung ist, hat seit 1908 mit den am Oberrhein tätigen Strombauingenieuren in ununterbrochener Fühlung gestanden. Als niederländischer Kommissar hat er die Strombefahrung von 1908 mitgemacht, deren Protokolle, auch soweit sie den Oberrhein betreffen, ihre Fassung wesentlich seiner Mitarbeit verdanken, sowie später an allen von der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt veranlaßten technischen Expertisen in hervorragender Weise teilgenommen. Von Baden und der Schweiz ist ihm der Vorsitz in dem Preisgericht für den internationalen Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für die Schiffbarmachung des Rheins von Basel bis in den Bodensee übertragen worden, und bis zu seinem Tode war er niederländischer Bevollmächtigter bei der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt. Damit ist doch wohl erwiesen, daß seine Kenntnis des Rheins, einschließlich des Oberrheins, von den maßgebenden und berufenen Kreisen anders eingeschätzt worden ist, als dies durch Herrn Hoebel geschieht. Bei seiner „genauen Bekanntschaft" mit Jolles hätte es Herrn Hoebel auch nicht entgehen dürfen, wie wohlgesinnt jener uns Deutschen stets und namentlich zu einer Zeit war, in der wir unsere Freunde an den Fingern einer Hand abzählen konnten. Darum war es auch nicht klug, daß Herr Hoebel Herrn Dr. Ottmann wegen seiner Berufung auf Jolles Ausländerei vorwirft. Diese billige Art von Patriotismus würde er überdies wohl selbst nicht gerade sehr schön finden, falls er etwa einmal vom Auslande als Sachverständiger angerufen würde.

Von den übrigen Ausführungen Herrn Hoebels scheint mir nur diejenige einer Erwiderung meinerseits zu bedürfen, die in dem Wunsche gipfelt, daß man zu dem aufgestellten Projekt der Regulierung Straßburg—Basel Vertrauen haben und die Sorge um die Verwirklichung dieses Projektes den beteiligten Regierungen überlassen könne. Das letztere ist selbstverständlich und auch nie bestritten worden. Der erstere Wunsch aber läßt auf ein Verkennen der Absicht schließen, von der ich bei meiner Polemik gegen die Regulierung geleitet bin. Nicht das Regulierungsprojekt bekämpfe ich — wie dieses aussieht, tut nichts zur Sache und ist mir auch gleichgültig —, sondern den Gedanken einer Regulierung Straßburg—Basel überhaupt, den ich auf Grund meiner 20jährigen praktischen Tätigkeit und von über 40 Jahre sich erstreckenden Studien am Rhein für verfehlt und aussichtslos halten muß. Den Beweis dafür hoffe ich demnächst in einer größeren Abhandlung der Öffentlichkeit übergeben zu können. Meine Ansicht aufzugeben bin ich jederzeit bereit, falls mir der Nachweis ihrer Unrichtigkeit erbracht wird, was indessen bisher weder Herrn Spieß

[3]) Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1926, Heft 3. — [4]) Ebenda Heft 7. — [5]) Ebenda Heft 8.

noch Herrn Hoebel gelungen ist. Vertrauen aber können die Herren nach den Vorgängen in Straßburg im Jahre 1921 und im Haushaltausschusse des Reichstages im Juni 1925 von mir nicht beanspruchen.

Karlsruhe, im November 1926. Kupferschmid, Oberbaurat.

Ein Eingehen auf die Kupferschmidsche Äußerung würde diese in ihrer Wirkung auf den unbefangenen Leser nur beeinträchtigen. Ich möchte das vermeiden. Hoebel, Ministerialrat.

Nachdem im Vorstehenden die Beteiligten genügend zu Worte gekommen sind, schließen wir die Aussprache. Die Schriftleitung.

Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. Zu den Darlegungen von Dr.-Ing. ehr. Schaper in der „Bautechnik" 1926, Heft 19, S. 273, darf ich, da dort auf mehrere meiner Vorschläge (Abb. 2, 3 u. 6) Bezug genommen worden ist, ergänzend noch folgendes bemerken.

Zunächst möchte ich nochmals vorschlagen, zwischen den Begriffen „gekröpfte" und „gestufte" Träger zu unterscheiden.

Wir sprechen von einer „Kröpfung", wenn ein Blech, ein Winkel, eine Welle oder wie hier ein Träger (nicht nur ein Teil davon, ein Gurt) über eine gewisse Strecke hin ein- oder mehrmals parallel nach oben oder unten versetzt ist. Für gewöhnlich ist das Maß der Versetzung gleich der Blechdicke, gleich der Winkelstärke, gleich der Wellendicke oder in unserem Falle gleich der Trägerhöhe. Dabei ist das besondere Kennzeichen der von mir zuerst angegebenen Kröpfungsart (die zumeist mit einem Fahrbahnübergange verbunden ist), daß der Übergang mit den Mitteln der gewöhnlichen Ausfachung des durchlaufenden Strebenzuges auf kürzestem Wege mit Hilfe zweier Schrägstäbe über nur zwei Felder stattfindet.

Von einer „Stufung" sprechen wir, wenn der Übergang von einem höheren Träger mit Unterteilung oder Doppelteilung auf einen niedrigeren Träger von halber, ein Drittel oder zwei Drittel Höhe so stattfindet, daß diese Unterteilung jenseits der Stufung im niedrigeren Träger Hauptteilung wird. Die moderne Stufung geschieht nur über ein Feld, und zwar, wie schon oben erwähnt, bei nur einem Gurt, der andere (zumeist der Fahrbahngurt) geht unberührt durch. Die Stufung wird gleichfalls mit den Mitteln der gewöhnlichen Ausfachung des Strebenzuges, d. h. mit einem Schrägstabe durchgeführt.

Es ist demnach nicht gut möglich, „gestufte" Träger als „gekröpfte" zu bezeichnen oder die Stufung als einen Sonderfall der Kröpfung zu deuten.

Bekennt man sich zu dieser Auffassung, faßt also die beiden Begriffe so scharf wie oben umrissen, so muß man folgerichtig zugeben, daß die Abb. 1 des angeführten Aufsatzes, nämlich die Rheinstraßen-Brücke der M.A.N. zwischen Ruhrort und Homberg vom Jahre 1907, keinen gestuften (noch weniger natürlich einen gekröpften) Träger in unserem Sinne darstellt. Wäre die Hauptbrücke ein gestufter Träger, dann sähe sie aus wie Abb. 6, böte also, abgesehen von anderen eisenbautechnischen Eigenschaften, auch ein ganz anderes Brückenbild.

Meine Bestrebungen zur Vereinfachung der Brückenformen reichen bis in das Jahr 1906 zurück. Es waren damals nicht nur für die Holtenauer Hochbrücke, sondern auch für die Rendsburger und Hochdonner sehr einfache Vorschläge ausgearbeitet worden. Der Entwurfsverfasser von Abb. 4 (Überführung der Hochbahn über den Potsdamer Außenbahnhof in Berlin, gebaut 1912) hat 1908 in meinem Bureau gearbeitet. Ich glaubte, nach einer späteren Gemeinschaftsarbeit mit ihm in den Jahren 1922 und 1923 annehmen zu dürfen, daß er sich meine allgemeinen Gestaltungsgrundsätze zu eigen gemacht hat.

Der Vorschlag in Abb. 5 von Dr.-Ing. Jordan, veröffentlicht 1916, zeigt nun eine fast vollkommene Übereinstimmung mit Abb. 6, wenn der Vorschlag auch nur für eine kleinere Stützweite und für einen Einzelfall gedacht ist.

Anderseits aber fällt der Entwurf so ganz aus dem Rahmen der sonstigen Brückenideen und Formgebungsvorschläge von Dr.-Ing. Jordan heraus, daß es zweifelhaft erscheint, ob Jordan ihn an dieser Stelle als eigene Idee hinausstellt oder nur zitiert. Den Lesern der „Bautechnik" sei auf jeden Fall das Studium des Jordanschen Aufsatzes dringend empfohlen. Ich selbst habe erst durch Mitteilung von anderer Seite im Jahre 1924 von dieser während des Krieges in einem weniger bekannten Fachblatte erschienenen Veröffentlichung Kenntnis erhalten. Dr.-Ing. ehr. Schaper wie ich hatten bei wiederholten Besprechungen im Jahre 1922 die Jordansche Veröffentlichung jedenfalls nicht gegenwärtig und hielten den Vorschlag in Abb. 6 für durchaus neuartig.

Der erste gestufte Träger ist von mir im Jahre **1909** in Kiel entworfen worden. Der Anlaß war das Ersuchen von Dr.-Ing. ehr. Schaper, für die erste alte Ruhrorter Eisenbahnbrücke (1912 gebaut) einen allgemeinen Bauvorschlag zu machen. Es entstanden eine Reihe von Skizzen, darunter Abb. 6 (natürlich ohne dritte Seitenöffnung). Diese wurde aber seinerzeit nicht bekanntgegeben, da nach meinen Erfahrungen am Kaiser-Wilhelm-Kanal die Zeit für Parallelträger über den Rhein noch nicht gekommen schien.

Ende 1921 und Frühjahr 1922 wurden dann für die zweite Ruhrorter (Duisburg-Hochfelder) Eisenbahnbrücke von deutschen Brückenbauanstalten eine Reihe von Vorschlägen gemacht, von denen kein einziger recht befriedigte. Mit Schreiben vom 4. Mai 1922 wurde der damaligen Eisenbahnabteilung des Reichs-Verkehrs-Ministeriums der Vorschlag Abb. 6 überreicht, der im wesentlichen die Baugedanken verkörpert, nach denen die Elbebrücke bei Hämerten und die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld jetzt gebaut werden.

Es ist also nachzutragen, daß Abb. 6 als Vorentwurf für Abb. 7 angeboten worden war. Der Unterschied gegenüber dem Bauentwurf besteht nur darin, daß der hohe Träger auch über die Seitenöffnung geführt wird, um ein in den Umrißlinien (nicht mit bezug auf die Pfeiler) symmetrisches Brückenbild zu erzielen.

Bereits im Sommer 1921 hatte ich im übrigen in Berlin Gelegenheit, dem Leiter der ausführenden Brückenbauanstalt der erstgenannten Brücke einen sehr weit gespannten, mehrfach gestuften Parallelträger vorzulegen, auch lag vor Hämerten die Veröffentlichung in der „Bautechnik" vom 18. Dezember 1923 vor, die, wie aus einigen Zuschriften hervorzugehen schien, sonst in der Fachwelt Beachtung gefunden hatte. Nun sind eine Reihe von Veröffentlichungen, z. B. von Kreß (Hannover), Tils (Köln) und Brunner (Duisburg), erschienen, die auf die Vorgeschichte und alle Vorentwürfe dieser Brücken eingehen, ohne der obigen Tatsachen und des obigen Entwurfes (Abb. 6) Erwähnung zu tun.

Es sei dies hiermit nachgeholt, in der Annahme, daß der erste Entwurf für einen weitgespannten, gestuften Parallelträger auf die Entscheidung der maßgebenden Stellen nicht ohne Einfluß geblieben ist.

Die vorstehende Klärung dürfte allen Beteiligten, auch denen, die die geistige Urheberschaft für den Grundgedanken des „gekröpften" bezw. „gestuften" Trägers irrtümlich für sich in Anspruch nahmen, nur erwünscht sein. Der deutsche Eisenbau aber ist Dr.-Ing. ehr. Schaper für seine entschiedene, sachliche Stellungnahme gegenüber den neueren Formgebungsbestrebungen zu Dank verpflichtet.

Berlin-Lankwitz. Dr.-Ing. Georg Müller.

Hierzu sind die vier folgenden Gegenäußerungen eingegangen:

Zu der vorstehenden Äußerung des Herrn Dr.-Ing. G. Müller bemerke ich, daß dieser in den letzten Jahren zahlreiche Aufsätze veröffentlicht hat, die im Grunde alle denselben Gegenstand behandelten. Nachdem auch andere Fachgenossen — darunter einer in maßgebender Stellung — sich zu der Sache geäußert haben — möchte es fast überflüssig erscheinen, noch mehr darüber zu schreiben. — Da aber in der letzten Zuschrift auch mein Name genannt worden ist, so möchte ich zur Klarstellung kurz folgendes mitteilen.

Ich habe mich schon seit 1906 mit der Frage der künstlerischen Gestaltung von Eisenbauten beschäftigt und 1913 im Auftrage der Akademie des Bauwesens gemeinsam mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Michel ein Werk über diesen Gegenstand herausgegeben (Berlin, Carl Heymanns Verlag). Ferner habe ich 1916 in der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen einen Aufsatz „Vorschläge zur künstlerischen Gestaltung von Brückenbauten" veröffentlicht. Eine Skizze (Abb. 18d, S. 215 bis 216) aus diesem Aufsatze ist in dem Aufsatze von Schaper: „Parallelfachwerkträger für große Stützweiten" in der „Bautechnik" 1926, Heft 19, S. 274, als Abb. 5 wiedergegeben und die Quelle im Texte kurz erwähnt. Die Anregung zu dieser Skizze habe ich etwa 1911 oder 1912 von dem damaligen Regierungsbaumeister Freyß (jetzt Reichsbahnrat, Vorstand des Eisenbahnbetriebsamtes in Aachen) erhalten. Es handelte sich um eine Straßenüberführung auf dem Bahnhofe Saarburg in Lothringen. Herr Freyß, der mich damals in meiner Eigenschaft als Brückendezernent in Straßburg unterstützte, hat jene Anordnung vorgeschlagen. Der Entwurf wurde hiernach aufgestellt, und eine Brückenbauanstalt in Metz hat die Eisenkonstruktion in ihrer Werkstätte bearbeitet. Ob sie nach dem Kriege in Saarburg aufgestellt worden ist, weiß ich nicht.

Wenn Herr Dr.-Ing. G. Müller meint, der Entwurf nach Abb. 5 fiele ganz aus dem Rahmen meiner sonstigen Brückenideen und Formgebungsvorschläge heraus, so trifft das insofern zu, als die meisten anderen Abbildungen meines Aufsatzes Träger mit gekrümmten Gurtungen darstellen, während die fragliche Skizze nur geradlinige Gurtungen zeigt. Ich war mir schon bei Abfassung jenes Aufsatzes wohl bewußt, daß Parallelträger und Trapezträger bei kleinen und mittleren Stützweiten viel häufiger vorkommen als Träger mit gekrümmten Gurtungen. Letztere habe ich nur deshalb in dem Aufsatze bevorzugt, weil die Bearbeitung solcher Entwürfe mir interessanter und zum Teil auch schwieriger erschien. Jene Skizze (Abb. 5) habe ich hauptsächlich zu dem Zwecke in meinen Aufsatz gebracht, um zu zeigen, wie man bei stark unsymmetrischer Anordnung der Stützen verfahren kann, wenn sie durch die örtlichen Verhältnisse geboten ist. Die anderen Skizzen zeigen dagegen fast nur symmetrische oder nahezu symmetrische Anordnungen. Übrigens habe ich noch den Satz hinzugefügt: „Selbstverständlich kann man eine solche Lösung auch auf den Fall der symmetrischen Anordnung von drei Öffnungen anwenden, indem man die rechts dargestellte Form sich auf der linken Seite wiederholen läßt". Die Behauptung Müllers, daß der Vorschlag nur für einen Einzelfall gedacht sei, trifft demnach nicht zu.

Breslau, 31. Oktober 1926. Dr.-Ing. H. Jordan, Reichsbahnoberrat.

Wenn man die von Dr.-Ing. Georg Müller vorgeschlagene Unterscheidung zwischen gekröpften und gestuften Trägern der Erörterung zugrunde legt, so möchte ich mich gegen die von ihm gewählte enge Fassung des letzteren Begriffes aussprechen, den er an zwei Bedingungen knüpft: 1. das Vorhandensein einer Unterteilung in dem höheren Träger und 2. die Beschränkung des Verhältnisses der Trägerhöhen derart, daß die Höhe des niedrigeren Trägers $^1/_2$, $^1/_3$ oder $^2/_3$ der des höheren betragen soll. Beide Bedingungen sind für das Wesen des gestuften Trägers ohne Bedeutung. Dessen Eigenart besteht vielmehr nur darin, daß durch einen Schrägstab ein Übergang vom Obergurt eines höheren zu dem eines

niedrigeren Trägers geschaffen wird. Wenn man die Begriffe nicht so eng faßt, wozu gar keine Veranlassung vorliegt, so kann man sehr wohl den gestuften Träger als Sonderfall des gekröpften ansehen. Es muß dann aber auch die Rheinstraßenbrücke zwischen Ruhrort und Homberg, ebenso wie der Übergang auf Pfeiler 3 der Elbebrücke bei Hämerten als gestufter Träger anerkannt werden. Bei der vorgeschlagenen engen Fassung würde dagegen die zweite Bedingung bei der Elbebrücke bei Hämerten nicht erfüllt sein; denn dort beträgt die Höhe des höheren Trägers 15,50 m, die des niedrigeren 9,00 m. Es wird dort also die Unterteilung des höheren Trägers nicht die Hauptteilung jenseits der Stufung im niedrigeren Träger. Wie der Übergang dort gestaltet worden ist, werde ich in einer im Druck befindlichen Veröffentlichung schildern.

Über die Entstehung der in meiner Veröffentlichung in der „Bautechnik" 1915, Heft 15, aufgeführten Entwürfe kann ich mich nur hinsichtlich der Entwürfe 3 bis 8 äußern, da nur diese unter meiner Mitwirkung bei der Bauabteilung Elbebrücke in Stendal ausgearbeitet sind. Wie ich in meiner Veröffentlichung ausgeführt habe, war dabei das Bestreben darauf gerichtet, die Trägerhöhe möglichst den Momenten anzupassen unter Vermeidung etwa dadurch entstehender Unschönheiten. Der Entwurf 8 würde unter den Begriff „gestufter Träger" fallen, wenn nicht der Obergurt des höheren Trägers eine geringe Krümmung aufwiese (S. 213), also kein Parallelträger wäre. Er läßt sich ohne weiteres aus Entwurf 5 ableiten, wenn man die Krümmung des Obergurtes der Hauptöffnung mildert und die Neigung des Obergurtes der Seitenöffnungen beseitigt. Er ist allmählich bei Versuchen darüber entstanden, ob ein scharfer oder ein milder Übergang zwischen den Trägern verschiedener Höhe besser wirke. Die Veröffentlichung von Dr.-Ing. Müller in der „Bautechnik" 1923, Heft 55, ist uns dabei nicht gegenwärtig gewesen und hat keinen Einfluß auf die Entwurfstätigkeit gehabt.

Hannover. Kreß, Reichsbahnoberrat.

Der von Herrn Dr.-Ing. Georg Müller vorgeschlagenen Unterscheidung zwischen „Kröpfung" und „Stufung" bei Fachwerkbalken kann man grundsätzlich nur zustimmen. Von großer Bedeutung scheint mir diese strenge Definition allerdings nicht, da man dem „gekröpften" Träger wohl kaum ein allzu großes Anwendungsgebiet, wenigstens nicht im Brückenbau, vorhersagen kann. Soweit hierin eine ungünstige Kritik dieses Systems erblickt wird, glaube ich mich in Übereinstimmung mit der übergroßen Mehrzahl aller jener engeren Fachgenossen zu befinden, die sich seit Jahrzehnten im Großbrückenbau durch Teilnahme an vielen wichtigen Wettbewerben und insbesondere auch bei der praktischen Ausführung zahlreicher Bauwerke betätigt haben.

Was nun die „gestuften" Träger betrifft, so scheint mir der heiße Streit um das geistige Eigentum verfehlt. Die in den letzten Jahren und nunmehr auch wieder bei der neuen Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld mehrfach wiederkehrende Form der Abstufung kann m. E. nur als der gegenwärtige Zielpunkt in der ganz natürlichen und historischen Linienentwicklung aufgefaßt werden, die überdies in engem Zusammenhange mit dem Wesen des Kragträgers steht. Die Ansätze zu solcher Stufung sind schon bei der 1873 bis 1888 erbauten Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Poughkeepsie zu finden, ebenso bei der 1902/03 erbauten Eisenbahnbrücke über den Gouritzfluß in Afrika. In beiden Fällen liegt die Abstufung noch im Untergurt. Ähnlich, wenn auch auf zwei Hauptfelder verteilt, findet sich eine Abstufung im Obergurt bei der 1898 entstandenen Straßenbrücke über den Roten Fluß in Tonkin. Bei all diesen Brücken ist der Bruch der Linienführung durch die Lage des Gelenkes bedingt. Von diesen Ausführungen zu der Formgebung der Brücken in Hämerten und Duisburg-Hochfeld war kein großer Schritt. Er entsprach durchaus dem Zeitgeist und der modernen künstlerischen Auffassung der Architekten, die statische Wirkungsweise einer Brücke in der Form klar zum Ausdruck zu bringen. Dadurch ergibt sich bei statisch unstetig verlaufenden Systemen, wie z. B. dem Kragträger, von selbst auch eine unstetige Linienführung. Der Bruch der Linie muß natürlich am Gelenk liegen. Gefördert wurde der „gestufte" Träger ganz von selbst durch die Rückkehr zur alten Form des Parallelträgers, was aber offenbar auch nur eine vorübergehende Erscheinung ist. Es wäre schade, wenn diese Trägerform, die doch nur Nutzform sein soll, den Höhepunkt in der Formentwicklung großer Brücken darstellte. Der phantasievolle Schwung der gekrümmten Linie wird sich auch im Eisenbrückenbau, so hoffen wir, noch lange erhalten.

Zum Schlusse möchte ich noch betonen, daß, soweit die Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld in Betracht kommt, der Gedanke des „abgestuften" Parallelträgers bereits in vier Entwurfskizzen der Gesellschaft Harkort enthalten ist, die diese schon im Oktober 1917 angefertigt und sowohl der Reichsbahndirektion Köln wie der Hauptverwaltung der Reichsbahn in Berlin vorgelegt hat. Dr.-Ing. F. Brunner.

Dem Wunsche des Herrn Dr.-Ing. Georg Müller, daß jedem sein geistiges Urheberrecht erhalten bleiben solle, stimme ich gern zu. Ich bitte ihn aber, auch andern dieses Recht zuzugestehen, denn soweit die neue Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld in Frage kommt, nehme ich das Recht des Entwurfs für die Reichsbahndirektion Köln, deren Brückenbaudezernent ich bin, voll in Anspruch.

Zur Erläuterung dient folgendes:

1. Der Entwurf der Hämertener Brücke war bei Bearbeitung des Entwurfs für die Rheinbrücke unbekannt.
2. Der Vorschlag nach Abb. 6 und die andern Brücken mit gestuftem Obergurt waren außer der Rheinbrücke bei Homberg (Abb. 1) unbekannt.
3. Der Entwurf für die Hochfelder Rheinbrücke, der von der Firma Harkort, Duisburg, bearbeitet war und der in meiner Abhandlung in der „Bautechnik" 1926, Heft 11, S. 138, Abb. 6J, dargestellt ist, war der einzige, der als Anhalt für die weiteren Untersuchungen nach Abb. 9a bis e zur Verfügung stand.
4. Die Entwurfänderung unter Abb. 9d entsprang nur dem Suchen nach Gewichtsermäßigung, da die Trägerhöhe für 88 m Stützweite zu hoch war. Der Entwurf sieht die Gelenke noch nach dem Harkortschen Entwurf vor.
5. Die Verlängerung der Brücke um einen niedrigen Überbau auf der rechten Rheinseite entsprang der Forderung, daß die Hafengleise nicht durch Gewölbepfeiler in ihrer Entwicklung gestört werden durften; dargestellt in Abb. 9h.
6. Die Änderung der Gelenklage hat sich durch die rechnerische Notwendigkeit (Auflagerdrücke) bei fortschreitender Entwurfbearbeitung ergeben.
7. Von keiner andern Seite ist ein Anspruchrecht auf die Systemskizze, deren Entwicklung und Ausbau klar aus meiner Abhandlung hervorgeht, erhoben worden.
8. Die Arbeiten bei der Reichsbahndirektion Köln sind nur unter meiner Leitung und unter keinem andern Einflusse durchgeführt worden. Die so bearbeitete Systemskizze für die Ausführung wurde der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorgelegt und unverändert genehmigt.
9. Ebenso wie in meiner Abhandlung die sorgfältigen Vorarbeiten durch die Firma Harkort, Duisburg, für die früheren Entwürfe erwähnt wurden, wären auch andere Vor- und Unterlagen von mir genannt worden, wenn sie mir bekannt gewesen wären, da ein Grund für das Gegenteil nicht gegeben ist.

Die vorstehenden Erklärungen dürften jedermann darüber aufklären, daß irgend ein Urheberrecht durch die Reichsbahndirektion Köln nicht verletzt worden ist, da ich der geistige Urheber des endgültigen Entwurfs bin.

Trotzdem neige ich, da der Entwurf aus sich herauswuchs, der Ansicht zu, die Herr Dr.-Ing Schaper in der „Bautechnik" 1926, Heft 19, S. 274, äußert: „Sie (die gestuften Trägerformen) sind außerdem in vielen Fällen als ziemlich selbstverständliche Lösungen anzusprechen, so z. B. auch bei der in Abb. 7 dargestellten im Bau begriffenen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld".

Köln. Tils, Reichsbahnrat.

Wir halten die Angelegenheit nunmehr für ausreichend geklärt und schließen deshalb die Erörterung ab. Die Schriftleitung.

Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken. Herr Dipl.-Ing. L. Kulka hat in der „Bautechnik" 1926, Heft 42, S. 621, einen Beitrag mit vorstehender Überschrift gebracht, worin er durch Vergleich der Engeßer-Formel mit der genaueren Theorie von Bleich zu dem Schlusse kommt, daß die einfache Engeßer-Formel stets anwendbar ist. Auf meinen Vorschlag hat bereits im vorigen Jahre der österreichische Normenausschuß diese Berechnungsweise für die österreichischen Brücken angenommen, und ich habe in der „Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereines" 1925, Nr. 43/44, ausführliche Erläuterungen zu dieser Berechnungsweise veröffentlicht, die insofern noch weiter gehen als die von Herrn Kulka, als ich nachwies, daß Obergurtstäbe mit Knicklängen, die von oben herab sich der Feldweite nähern, unwirtschaftlich sind und übermäßig große Rahmenwiderstände erfordern, und zeigte, daß nach der von mir angegebenen einfachen Berechnungsweise sich sehr rasch jener Fall ergibt, der das geringste Gewicht von Obergurt + Rahmen aufweist, womit die Unsicherheit in der Annahme der Gurtquerschnitte, deren man ja zur Rahmenberechnung schon bedarf, beseitigt ist. Durch diese Kleinstwertrechnung schalten sich jene kleinen Knicklängen, für die die Engeßer-Formel nicht mehr Geltung hat, von selbst aus, so daß diese Formel tatsächlich stets anwendbar ist.

Mein Assistent, Herr Ing. Schweda, hat übrigens in einem besonderen Aufsatze im „Bauingenieur" 1925, Nr. 14, den Nachweis der Übereinstimmung der Engeßer-Formel mit der genaueren Formel von Bleich bis zu einer Knicklänge herab, die gleich ist der 1,2 fachen Feldweite, erbracht.

Ich beabsichtige übrigens mit dieser Feststellung nicht im mindesten, Herrn Kulka irgendwie nahezutreten. Die Art und der Inhalt seiner Arbeit zeigen, daß er sie ohne Kenntnis der hier erwähnten Aufsätze, also selbständig verfaßt hat.

Wien, im Oktober 1926. Prof. Dr. F. Hartmann.

Zu der vorstehenden Äußerung möchte ich folgendes bemerken:

Daß Herr Prof. Dr. Hartmann meinen Ausführungen, soweit sie einen Vergleich zwischen den Formeln von Engeßer und Bleich betreffen, grundsätzlich beistimmt, befriedigt mich um so mehr, als ich zu diesem Ergebnis unabhängig auf Grund von Untersuchungen gelangt bin, die naturgemäß noch weiter zurückliegen als mein Manuskript, dessen Empfang mir die Schriftleitung mit dem 12. März 1925 bestätigt hat. In dieser meiner Arbeit, die ich auch zu Beginn meiner jüngsten Veröffentlichung als deren Grundlage erwähnte, heißt es wörtlich:

„Das Ergebnis dieser Vergleichsrechnungen läßt sich dahin zusammenfassen, daß die nach beiden Verfahren berechneten erforderlichen Rahmenwiderstände bei anfänglich guter Übereinstimmung später um so mehr

voneinander abweichen, je näher der verlangte Sicherheitsgrad gegen das seitliche Ausweichen des Druckgurtes an die Knicksicherheit des Einzelstabes (gegen seitliches Ausknicken) rückt. Die Übereinstimmung der Sicherheitsgrade aber, auf die es einzig ankommt, ist überall gut."

Und ferner:

„Diese Ausführungen dürften zur Feststellung genügen, daß das Verhalten des Baustoffes im plastischen Knickbereich in der Näherungsformel von Engeßer ebensogut berücksichtigt werden kann, wie in der Formel von Bleich, und daß die Ergebnisse beider Verfahren praktisch gleichwertig sind."

Wie ich übrigens in meinem Aufsatze in der „Bautechnik" 1926, Heft 42, bemerkte, sehe ich dessen Zweck weniger in der Erlangung eines Werturteiles über die beiden Verfahren von Engeßer und Bleich, die ja bei richtiger Anwendung beide gleich brauchbar sind. Es war vielmehr in erster Linie meine Absicht, in knapper Form darzulegen,

1. in welchen Fällen und aus welchen Gründen das $\frac{S}{100}$-Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Vorschriften durch eines der obigen Verfahren zu ersetzen ist, und

2. in welcher sachlich begründeten und wirtschaftlich befriedigenden Weise die Formeln nach Engeßer und Bleich auch in dem Bereich $0 < \lambda_i < 60$ angewendet werden können, trotz der Schwierigkeiten, die die typische Form der Knickspannungslinien der Reichsbahn einer eindeutigen Festlegung des Knickmoduls innerhalb dieses Bereiches entgegensetzt.

Dipl.-Ing. L. Kulka.

Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl. In der „Bautechnik" 1926, Heft 47, spricht Herr Dipl.-Ing. Ackermann Zweifel über die Höhe der von mir mit 30 % angegebenen Gewichtsersparnis bei der neuen Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld aus. Dennoch beträgt diese Ersparnis durch die Verwendung von St 48 gegenüber St 37 tatsächlich rd. 30 %, und zwar im Durchschnitt für sämtliche vier Hauptöffnungen.

Die bisher aufgestellten Vergleichsrechnungen ergaben für die beiden seitlichen Überbauten von je 104 m Lichtweite eine Ersparnis von rd. 24 %, für die Öffnung von 126 m eine solche von 28 % und für den großen Überbau von 189 m rd. 33 %. Die Ersparnis von 33 % bei dem letztgenannten Überbau ist nicht verwunderlich, wenn man beachtet, daß bei diesem Überbau Eigengewicht und Verkehrslast (als gleichförmig verteilt gedacht) nahezu gleich groß sind, so daß die infolge der 30 prozentigen höheren Beanspruchung des St 48 erzielte Eisenersparnis auch auf die Eigengewichtspannungen in erheblichem Maße zurückwirkt. Der Durchschnitt der obengenannten Ersparnisse der einzelnen Öffnungen gibt unter Berücksichtigung der Einzelgewichte eine tatsächliche Ersparnisziffer von 30 %. Es ist eben zu bedenken, daß es sich bei dem in Rede stehenden Bauwerk um die größten Querschnittabmessungen handelt, die je bei einer eisernen Brücke in Deutschland oder vermutlich überhaupt auf dem Kontinent vorgekommen sind. Ein Vergleich mit Straßenbrücken, insbesondere solchen erheblich kleinerer Abmessungen, gibt ein völlig unzuverlässiges Bild.

Dr. Brunner.

Die Erwiderung des Herrn Dr. Brunner hat meine Zweifel nicht ganz beseitigen können. Ein strenger Vergleich läßt sich bekanntlich theoretisch überhaupt nicht durchführen, und in der Praxis spielen bei der Untersuchung der vorliegenden Aufgabe zu viele individuelle Verhältnisse mit. Wenn der Anteil der ständigen Last auch 50 % der Gesamtlast beträgt (etwa das gleiche Verhältnis wie bei der noch um einige Meter weiter gestützten Rheinbrücke Engers, die ich bei meinen Betrachtungen zum Vergleich herangezogen habe), so gehen doch hiervon zunächst einmal in der Hauptöffnung schätzungsweise 20 % für die konstanten Größen der Fahrbahn, der Windverbände usw. ab, wovon die Windverbände oder vielmehr alle überhaupt vom Winde abhängigen Größen ja nur eine Ersparnis von höchstens 23 % aufweisen können. Unter Annahme dieser Verhältnisse wäre zunächst, wenn man die Ersparnisse mit $100 - \eta$ bezeichnet

$$\frac{0{,}4\,\eta + 0{,}6}{1{,}3} = \eta; \quad \text{hieraus } \eta = 0{,}67,$$

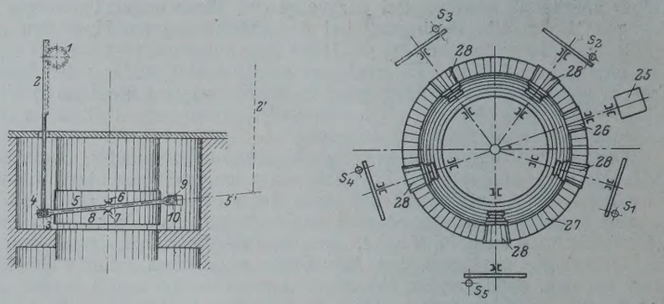
d. h. die Ersparnis wäre 33 %. Hiervon gehen aber die bekanntlich recht empfindlichen Knickzuschläge ab, die im vorliegenden Falle aus den bekannten Gründen besonders groß sein müssen. M. E. ist es hiernach ausgeschlossen, daß in der Hauptöffnung sogar 33 % gespart worden sein sollen.

E. Ackermann.

Patentschau.

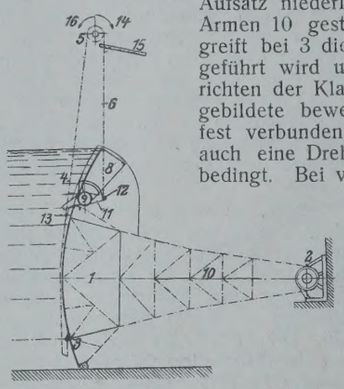
Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Bewegungsvorrichtung für senkrecht geführte Zylinderschütze oder Ringventile für Schleusen. (Kl. 84a, Nr. 426 419 vom 17. 5. 1924 von Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation in Charlottenburg.) — Um einen möglichst einfachen Antrieb der lotrecht geführten Zylinderschütze oder Ringventile für Schleusen zu erreichen, wird der Drehpunkt 9 des in bekannter Weise durch ein nicht zentrisch angeordnetes Hubventil 2, 2' bewegten Antriebhebels 5 oder sein Angriffpunkt 6, 7 am Schütz 8 in seitlicher Richtung nachgiebig gelagert. Man bedarf hierbei für jedes Schütz nicht mehrerer gleichzeitig zu bewegender Hubvorrichtungen für die verschiedenen Aufhängestangen S_1 bis S_5, sondern nur einer Hubvorrichtung, und man gewinnt beliebig Raum für die Unterbringung der Hubwerke, ohne daß Übertragungsmittel von zentral angeordneten Stangen nach den außerhalb der Stangenachse angeordneten Hubwerken erforderlich werden. Für jedes Schütz wird nur ein Schaltmittel, z. B. eine Kupplung, erfordert. Das Hubritzel 1 bewegt die Hubstange 2, die mittels des Bolzens 3 und Gleitsteines 4 einen Gabelhebel 5 bewegt, der durch Anschläge 6 und 7 am Schütz 8 dieses senkrecht auf

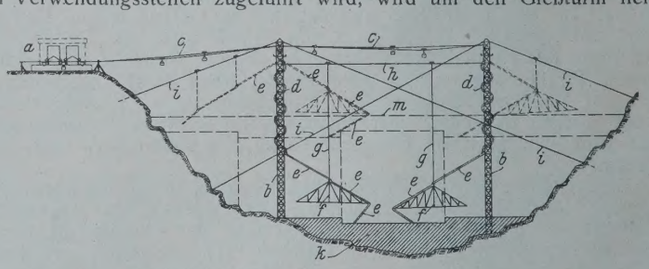


und nieder bewegt. Der Hebel ist um den Zapfen 9 und den Gleitstein 10 drehbar und längsverschieblich in Drehlagern gelagert. Das Antriebmittel 25, 26 setzt den Zahnkranz 27 in Drehbewegung, der Schaltleisten besitzt, durch die mit dem Zahnkranz in Eingriff stehende Zahnräder 28 mittels Ausrückkupplungen mit den Schützhubwerken verbunden und von ihnen gelöst werden.

Antrieb für Wehre mit drehbarem Aufsatz. (Kl. 84a, Nr. 431 565 vom 16. 10. 1924 von Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation in Charlottenburg.) — Um bei Wehren mit drehbarem Aufsatze das Heben und Senken des Wehres zu erleichtern, wird zum Wehrantriebe das Hubmittel 4 des Wehres mit einem Mitnehmer 13 versehen, der beim Anziehen des Hubmittels so auf einen Hebel 11 einwirkt, daß dieser den Aufsatz niederlegt. An dem Segment 1, das in den Armen 10 gestützt und in 2 drehbar gelagert ist, greift bei 3 die Hubkette 4 an, die über ein Ritzel 5 geführt wird und in der Verlängerung 6 zum Aufrichten der Klappe dient. Der als Stauklappe 8 ausgebildete bewegliche Aufsatz ist mit den Achsen 9 fest verbunden, so daß eine Drehung der letzteren auch eine Drehung der Klappe 8 im gleichen Sinne bedingt. Bei vollem Stau des Wehres ist die Stauklappe aufgerichtet und wird von der Kette 6 gehalten. Die Hubkette 4 ist schlaff und hängt in 3 durch. Soll aus dieser Stellung das Eis oder Treibzeug abgelassen oder der Stau erniedrigt werden, so wird das Ritzel 5 in der Pfeilrichtung 14 gedreht, die Kette 6 nach abwärts bewegt, und die Klappe kann sich niederlegen. Dreht man das Ritzel in der Richtung 14 weiter, so wird die Hubkette 4 gespannt und das Wehr angehoben, wobei die Klappe umgelegt bleibt. Das Absenken des Wehres geschieht durch Drehung des Ritzels in der Pfeilrichtung 16.



Gießturm für die Herstellung von Betonbauwerken. (Kl. 84a, Nr. 431 104 vom 9. 12. 1924 von Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft in Berlin-Siemensstadt.) — Um bei der Herstellung von Gußbetonbauwerken die Schwierigkeiten zu vermeiden, die durch die Aufhängung und Handhabung der bisher üblichen langen, schräg aufgehängten Rinnen verursacht werden, in denen der Gußbeton von den Gießtürmen den Verwendungsstellen zugeführt wird, wird um den Gießturm herum



eine Wendelrinne angeordnet, die von den Zuführungsstellen des Betonbreies um den Turm herum zu der jeweilig für die Verteilung erforderlichen Höhe hinabführt, wo sich dann die Betonschrägrinne anschließt. Von der Botonmischanlage *a* wird den Arbeitsbühnen der Gießtürme *b b* der Beton durch Seilbahnen *c* zugeführt. Aus den Seilbahnwagen gelangt der Betonbrei in einen Trichter, fließt dann durch die Wendelrinne *d* hinab und wird durch die Gießrinnen *e* verteilt; an letzteren sind Flieger *f* angeschlossen, die mit Seilen oder Flaschenzügen *g* an den Verbindungsstellen *h* oder den Verteilungsseilen *i* der Gießtürme aufgehängt sind.

INHALT: Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

4. Jahrgang — BERLIN, 17. Dezember 1926. — Heft 55

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Eisabführung an Wehren.

Von Oberbaurat **Geisse**, Hannover.

Meine Ausführungen in der „Bautechnik“ 1926, Heft 5, S. 60, über die Eisabführung an Wehren, die ich auf einen Aufsatz Ottmanns in Heft 18 der „Bautechnik“ 1925 schrieb, haben ein weiteres Echo gefunden. Herr Prof. Kulka hat in einem Aufsatze in Heft 21 der „Bautechnik“ 1926 diese Frage ebenfalls einer eingehenden Erörterung unterzogen. Es ist dies um so erfreulicher, als Herr Kulka als langjähriger Leiter der Eilerswerke in Hannover, die sich bei ihren Großwehrverschlüssen in größerem Umfange auf Segmentwehre eingestellt haben, besonders weitgehende Erfahrung im Bau dieser Wehrart hat.

Für die weitere Erörterung der Frage halte ich es für zweckmäßig, wenn diese vorläufig auf das engere Gebiet der Eisabführung an beweglichen Großwehren, wie dies ja auch in den Überschriften der genannten Aufsätze allgemein zum Ausdrucke gebracht wurde, beschränkt bleibt und die sonst bei der bisherigen Besprechung berührten Fragen, die sich auf die allgemeine Anordnung der Großwehrverschlüsse beziehen, außer Betracht gelassen werden.

Der Verschlußkörper eines Großwehres muß so beschaffen sein, daß er den außerordentlichen Beanspruchungen und Ereignissen gewachsen ist. Seine Standsicherheit und sonstige Eignung für die normalen Betriebsverhältnisse ergibt sich dann meist von selbst. Zu den außerordentlichen Ereignissen gehören in erster Linie Hochwasser und Eisbildung, getrennt und vereint.

Für die Fälle der Eisbildung muß nun der Verschlußkörper folgende Forderungen erfüllen.

1. Der Staukörper des Wehres muß gegen die stärksten Stöße der treibenden Eisschollen und gegen Eispressungen standsicher sein.

2. Der Staukörper muß so geformt und eingerichtet sein, daß die treibenden Eisschollen nicht nur schnell und möglichst ungehindert, sondern auch so zu Tal geführt werden, daß sie weder den Staukörper mit seiner Bewegungseinrichtung, noch die unter und neben dem Staukörper liegenden festen Teile des Wehres und das Sturzbett des Wehres gefährden.

3. Der Verschlußkörper und die Bewegungseinrichtung muß so angeordnet werden, daß möglichst wenig Stellen vorhanden sind, wo bewegliche mit festen Teilen so zusammenfrieren können, daß das Bewegen des Wehrverschlusses stark erschwert wird.

4. Der Verschlußkörper und die Bewegungseinrichtung muß so stark ausgebildet werden, daß eingefrorene Teile beim Bewegen des Wehres auch bei Anwendung von Gewalt, d. h. von Zusatzkraft zur normalen Betriebskraft, ohne Schaden für das Wehr losgerissen werden können, soweit überhaupt ein Losreißen möglich ist.

Außerdem müssen Einrichtungen getroffen werden, durch die eine Eisbildung an den Stellen, wo sie ein Bewegen des Wehrverschlusses hindert, leicht und schnell beseitigt werden kann.

Die erste Forderung ist bei allen bisher üblichen Wehrarten leicht zu erfüllen. Sowohl bei Schützen- wie bei Segment- und Walzenwehren, die als hauptsächlich konkurrierende Wehrarten hier in erster Linie betrachtet werden sollen, ist die Möglichkeit geboten, den Staukörper so widerstandsfähig zu gestalten, wie es in jedem einzelnen Falle für nötig gehalten wird. Der Ansicht Kulkas, daß diese Möglichkeit beim Segmentwehre in höherem Maße als beim Walzenwehre bestehe, kann ich nicht zustimmen. In allen praktischen Fällen ist es möglich, den Querschnitt des Staukörpers beim Walzenwehre mit ausreichender Sicherheit ohne Materialverschwendung zu gestalten. Die Abhängigkeit des Walzendurchmessers von der Stauhöhe, wie sie Kulka betont, spielt keine Rolle. Zahlreiche Querschnittsformen des Staukörpers ausgeführter Walzenwehre zeigen, daß die volle Stauhöhe für den Walzenteil des Querschnitts nicht voll in Anspruch genommen wurde. Zum Beweise einzelne Beispiele herauszugreifen, wie das Kulka tut, halte ich bei der außerordentlichen Mannigfaltigkeit sowohl in den Verhältnissen von Wehrweite zur Stauhöhe, als auch in der Gestaltung des Staukörpers für sehr unsicher. Sache des vorurteilsfreien Ingenieurs ist es, in jedem einzelnen Falle seine Wahl zu treffen oder Neues zu ersinnen. Kulka hat sich ein besonderes Verdienst um die weitere Entwicklung des Segmentwehres erworben und dabei manches Neue gebracht. Das Segmentwehr hat eine um etwa zehn Jahre längere Entwicklungszeit hinter sich als das Walzenwehr und ist außerdem der weiteren allgemeinen Bearbeitung leichter zugänglich als das durch Patente geschützte Walzenwehr. Auch das Walzenwehr kann weiter vervollkommnet werden. So kann z. B. in Frage kommen, die Kreisform im Querschnitt des Staukörpers durch eine dem Viereck (Trapez) oder auch dem Dreieck angenäherte Form zu ersetzen, wenn dadurch erreicht werden kann, daß einmal das Widerstandsmoment des Staukörpers dem jedesmaligen Bedürfnis bei kleinstem Materialverbrauche besser angepaßt und außerdem für eine glatte Abführung des Eises und Wassers über das Wehr hinweg und unter dem Wehre hindurch gesorgt wird. Man ist auch bei einer derartigen Abweichung von der Kreisform des Querschnitts immer noch berechtigt, von einem Walzenwehr zu sprechen, da diese Benennung durch die walzenförmigen Endabschlüsse des Staukörpers und durch die Wälzbewegung beim Auf- und Niedergehen begründet ist. So ist auch die Ansicht des Geheimen Baurats Eger in seinem Aufsatze „Segmentschütz und Walzenwehr“ (Zentralbl. d. Bauverw. vom 16. November 1907, S. 604), daß die Walze mit einem mit ihr verbundenen segmentförmigen Schützkörper einen Übergang zum Segmentwehre darstelle, unzutreffend. Der eigentliche Staukörper kann bei beiden Wehrarten verschieden ausgestaltet werden. Aber ein Walzenwehr wälzt sich auf und ab und ein Segmentwehr dreht sich in zwei festen Achslagern. Es würde ferner zu erwägen sein, ob nicht die Wälzbahn wesentlich steiler als bei den bisher allgemein üblichen Ausführungen, unter Umständen bis 90° angeordnet werden kann, um die Baulänge des Wehrpfeiles noch weiter zu vermindern. Dadurch würde auch das von Kulka angezogene Beispiel mit einer Wälzneigung von 60° abgeändert werden können. Tatsächlich sind auch jetzt schon wesentlich steilere Neigungen als 60° ausgeführt worden. Schon hieraus ist zu ersehen, daß der an sich sehr gesunde Grundgedanke, der in dem System des Walzenwehres steckt und der seit seiner Einführung bereits in mannigfacher Weise verbessert worden ist, auch noch einer weiteren Entwicklung zugänglich ist. Jedenfalls halte ich es für durchaus unzulässig, das Walzenwehr von vornherein als minderwertig gegenüber anderen Wehrverschlüssen hinzustellen. Geringe Unterschiede im Materialverbrauch spielen bei der Frage der günstigsten Form des Staukörpers und der sicheren Art des Bewegungsvorganges überhaupt keine Rolle, da die hierdurch entstehenden Kostenunterschiede von unwesentlicher Bedeutung sind gegenüber den Vor- und Nachteilen im Betriebe des Wehres.

Was nun die zweite Forderung anlangt, den Staukörper derart zu gestalten, daß die treibenden Eisschollen so zu Tal geführt werden, daß sie den Staukörper mit seiner Bewegungseinrichtung, den festen Wehrteilen und das Sturzbett nicht gefährden, so spielt hierbei zunächst die Frage der Versenkbarkeit des Staukörpers eine große Rolle. Kulka sagt, daß sein zu einem „konstruktiven Evangelium“ gewordener Grundsatz sei: kein in die Sohle versenkbares Wehr zu bauen. Ich halte mich im praktischen Leben frei von derartigen Grundsätzen. Ich erkenne die Berechtigung von Grundsätzen nur auf dem Gebiete der Ethik an, wo sie der Ausdruck von Anschauungen sind, die uns unser Gewissen diktiert, und wo sie die Leitsterne für unsere Weltanschauung bilden sollen. Aber bei der praktischen Tätigkeit beeinträchtigen derartige Grundsätze die Unbefangenheit des Urteils. Kulka ändert ja auch selbst seinen Grundsatz etwas ab, indem er zugibt, daß sich die versenkbare Bauart wohl gut bewährt habe, daß sie aber bezüglich der Sohlendichtung leicht zu Krankheiten neige. Wenn nun die Zweckmäßigkeit der Versenkbarkeit an sich anerkannt wird, so ist es eben die Aufgabe des Konstrukteurs, diese an der Konstruktion noch haftenden Mängel zu beseitigen. Durch die Versenkbarkeit wird in einfachster Weise erreicht, die Eismassen über den Verschlußkörper hinweg zum Abschwimmen zu bringen. Das Abschwimmen über das Wehr hinweg ist wohl in den meisten Fällen dem Abschwimmen unter dem Wehre hindurch vorzuziehen. Einmal wird beim Überfall über das Wehr das Sturzbett des Wehres weniger angegriffen, und außerdem ist es einfacher und sicherer, den Oberwasserstand zu regeln durch Senken der Oberkante, als durch Heben der Unterkante des Wehres. Nur bei vollem Eisgange und bei Hochwasser wird ein Heben des Wehrverschlusses notwendig. Die Versenkbarkeit des Verschlußkörpers ist in den meisten Fällen möglich. Am einfachsten ist sie da, wo im festen Teile des Wehrkörpers ein Abfall von der Oberwassersohle zur Unterwassersohle vorhanden ist. Hier kann der bewegliche Verschlußkörper hinter den Abfall tauchen. Wenn die Höhe des Abfalls für eine genügend tiefe Eintauchung des Verschlußkörpers nicht ausreicht, oder wenn Oberwasser- und Unterwassersohle eine durchgehende gerade Linie bilden, ist es erforderlich, eine dem Maße der Versenkbarkeit entsprechende Vertiefung anzulegen. Die Vertiefung muß eine Form haben,

die verhindert, daß sich Sinkstoffe darin ablagern können, die für die Absenkung des Verschlußkörpers hinderlich werden könnten. Die Vertiefung muß als langgestreckter Abfallboden mit flach ansteigender Sohle ausgebildet werden und mit dem daran anschließenden Sturzbette allmählich zur Höhe der Unterwassersohle ansteigen. Diese Anordnung würde noch den Vorteil haben, daß der beim Heben des Verschlußkörpers unter starkem Drucke unter dem Wehre durchschießende Wasserstrahl durch das Auflaufen auf den ansteigenden Abfallboden gebremst wird und das Sturzbett weniger angreift. Da der Bau und besonders die Unterhaltung des Sturzbettes einen Hauptanteil an den Kosten einer Wehranlage bilden, so ist dieser Umstand von besonderem Werte. Es werden deshalb neuerdings die Abfallböden auch bei nicht versenkbaren Wehren mit einer Vertiefung ausgeführt, die an ihrem unteren Abschlusse noch sogenannte Stromablenker hat, die über die Unterwassersohle hinausragen und die Geschwindigkeit des Wassers weiter bremsen. Bei der Ausbildung dieser Stromablenker ist zu berücksichtigen, daß sie für die Weiterführung der das Wehr passierenden Eisschollen nicht hinderlich sind. Sollten sich in der Vertiefung im Abfallboden Sinkstoffe ablagern, so können sie durch den starken Spülstrom, der bei geringem Anheben des Verschlußkörpers entsteht, entfernt werden.

Die Frage einer soliden Seitendichtung ist wohl für alle beweglichen Wehrarten in befriedigender Weise gelöst. Ebenso ist dies für die Sohlendichtung bei nicht versenkbaren Wehren der Fall. Für die versenkbaren Wehre muß die von der M. A. N. vielfach ausgeführte und bisher gut bewährte Bauart (vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, Aufsatz von Mangold), die wohl für alle gebräuchlichen Wehrsysteme anwendbar ist, als die bis jetzt beste angesehen werden. Sie ist zuverlässig und läßt sich, da sie an dem beweglichen Wehrteile angebracht ist, leicht nachsehen. Die Dichtungsfrage spielt insofern für die Eisverhältnisse eine Rolle, als durch die Dichtung eine Vereisung durch Spritzwasser verhindert werden und sie so beschaffen sein muß, daß die Gefahr eines Einfrierens der Fuge zwischen beweglichen und festen Wehrteilen möglichst verringert wird. Dieser Gefahr ist bei den erwähnten Dichtungsarten Rechnung getragen.

Für die Abführung der treibenden Eisschollen über das Wehr hinweg ist noch die Rückenform des beweglichen Wehrkörpers zu berücksichtigen. Nach den bisherigen Erfahrungen hat sich hierfür eine abgerundete Form des Wehrrückens am besten bewährt. Der runde Rücken ermöglicht ein glattes Abschwimmen der Eisschollen, da die Schleppkraft über einen runden Rücken hinweg am stärksten ist. Auf einen scharfen Rücken drückt sich die Kante des Wehrkörpers in die Scholle ein und erschwert den Ablauf. Der Wehrkörper wird am geringsten beansprucht, je glatter der Ablauf ist. Der Vorteil eines scharfen Rückens, der darin besteht, daß die Schollen auf dem Rücken leichter gebrochen werden und infolge der Zerstückelung das Sturzbett weniger angegriffen wird, ist nicht so hoch anzuschlagen, wie die schnelle und glatte Abführung der Schollen über einen runden Rücken hinweg, zumal der Grad der Absenkung bei einem runden Rücken infolge der besseren Schleppkraft geringer zu sein braucht als bei einem scharfen Rücken. Auch beim Übergange über einen runden Rücken werden die Schollen gebrochen. Der Angriff auf das Sturzbett wird außerdem schon dadurch gemildert, daß durch die Vertiefung im Sturzbette ein Wasserpolster gebildet wird, das die Energie der niederfallenden Schollen hemmt. Der runde Rücken ist nun beim Walzenwehre am einfachsten zu erreichen. Bei den meisten Walzenwehrformen ist er ohne weiteres vorhanden. Aber auch beim Segment- und auch beim Schützenwehre kann durch geeignete Form der Stauwand an ihrem oberen Abschlusse mit angesetztem tonnenförmigen Bleche ein runder Ablaufrücken gebildet werden. Bei Anwendung einer Eisklappe läßt sich diese günstige Form nur dann erreichen, wenn die Eisklappe so ausgebildet wird, daß sie in niedergelegtem Zustande mit dem beweglichen Wehrkörper zusammen eine runde Rückenform bildet. Wie ich schon früher erwähnte, halte ich bei Großwehrverschlüssen eine Eisklappe in allen Fällen für entbehrlich, wo eine Versenkmöglichkeit vorhanden ist. Eine Eisklappe bedeutet stets eine unerwünschte Komplizierung des Wehres. Auch bei der günstigsten Form gibt die Eisklappe leicht zu Betriebstörungen Veranlassung und schafft neue Stellen, wo sich durch Undichtigkeiten Spritzwasser bilden kann, das dann zu Vereisungen und Schwierigkeiten beim Bewegen führt. Jedenfalls wird der Zweck, einen Überlauf über den Verschlußkörper zu schaffen, durch die Versenkung des Verschlußkörpers leichter und solider erreicht als durch eine Eisklappe.

Die dritte Forderung, die Verschlußkörper und die Bewegungseinrichtung so anzuordnen, daß möglichst wenig Stellen vorhanden sind, wo bewegliche mit festen Teilen des Wehres so zusammenfrieren können, daß das Bewegen des Verschlußkörpers erschwert wird, wird beim einteiligen Schützenwehre am besten erreicht. Hier sind es nur die Sohlen- und Seitendichtungen, die zu einem Zusammenfrieren von beweglichen und festen Teilen Veranlassung geben können. Bei den Sohlendichtungen ist die Gefahr an sich nicht so groß, wie bei den den Frostwirkungen mehr ausgesetzten Seitendichtungen. Wird das einteilige Schützenwehr versenkbar eingerichtet, so ist damit die einfachste Form gegeben, bei der die Eisgefahren auf das geringste Maß herabgemindert sind; zumal, wenn der obere Abschluß der Schütze als runder Rücken ausgebildet wird. Die Eisgefahr wird vermehrt, wenn statt der Versenkmöglichkeit ein Doppelschütz angeordnet wird, da die Fuge zwischen den beiden Schützteilen Veranlassung zur Vereisung geben kann. An zweiter Stelle ist das versenkbare Walzenwehr zu setzen, bei dem zu den Sohlen- und Seitendichtungen noch die Gefahrenpunkte der Ketten, Zahnkränze und Zahnstangen für die Eisbildung treten, die aber, wie später näher ausgeführt wird, nach den bisherigen Erfahrungen zu wesentlichen Betriebstörungen keine Veranlassung gegeben haben. An dritter Stelle kommt das Segmentwehr, bei dem die Vereisung der Seitenarme Betriebstörungen zur Folge gehabt hat, die nur mit Hilfe künstlicher Wärme beseitigt werden konnten.

Die vierte Forderung, den Verschlußkörper und die Bewegungseinrichtung so einzurichten, daß etwa eingefrorene Teile beim Bewegen des Wehres, auch bei Anwendung von Gewalt, d. h. von Zusatzkraft zur normalen Betriebskraft, ohne Schaden für das Wehr losgerissen werden können, soweit überhaupt ein Losreißen möglich ist, wird beim Walzenwehre am vollständigsten erfüllt. Bezüglich des Loslösens von der Sohlen- und Seitendichtung verhält es sich ähnlich wie das Segmentwehr. Dagegen ist eine Vereisung der Seitenarme des Segmentwehres schwieriger zu überwinden als eine Vereisung der Kette, der Zahnkränze und Zahnstangen des Walzenwehres. Beim Walzenwehre pressen sich die Zähne durch den Wasserdruck in die Zahnlücken auch dann ein, wenn beide Teile vereist sind. Das Eis wird, wie die Beobachtungen ergeben haben, aus den Zahnlücken so weit herausgepreßt, daß ein genügender Eingriff von Zahn in Lücke gewährleistet ist. Beim Segmentwehre können die Seitenarme durch Schutzdächer vor Spritzwasser geschützt werden und dadurch die Hauptgefahr des Anfrierens der Arme an das Mauerwerk herabgemindert werden. Doch genügt dieses Mittel nicht bei starkem und langandauerndem Froste. Trotz sorgfältigster Dichtung ist es nicht zu vermeiden, daß die Arme von Spritzwasser getroffen werden. Und wenn dies auch nur geringe Mengen sind, so führen sie bei langen Frostperioden doch zur vollständigen Vereisung der Arme. Es bleibt dann kein anderes Mittel, als durch besondere Vorrichtungen die Eismassen fortzutauen, soweit sie nicht durch Abschlagen beseitigt werden können. Der Versuch eines gewaltsamen Losreißens würde bei der zusammengesetzten Form des Verschlußkörpers aus dem eigentlichen Staukörper und den zwei Armen leicht zu Verbiegungen Veranlassung geben. Beim einteiligen Schützenwehre ist zwar die Gefahr der Vereisung am geringsten, jedoch ist das Losreißen von der angefrorenen Sohlen- und Seitendichtung etwas schwieriger als beim Walzenwehre, da hier durch die Bewegung in der Wälzlinie das Lösen dadurch begünstigt wird, daß der bewegliche von dem festen Teile nicht nur losgerissen, sondern abgebrochen bezw. abgeschert wird. Dieser Vorgang wird noch gefördert, wenn der Wehrverschluß versenkbar ist. Der Wehrkörper kann dann nach einem geringen Nachlassen der Kette durch seine Schwere nach unten drücken. Wird dann unmittelbar darauf die Kette angezogen und dieses Spiel, wenn nötig, einige Male wiederholt, so wird das Eis in den Dichtungsfugen zermürbt, so daß dann das Anheben des Wehrkörpers leicht vor sich gehen kann.

Der Bewegungsmechanismus muß den außerordentlichen Beanspruchungen angepaßt werden. Bezüglich der maschinellen Einrichtungen, die ja wohl fast ausschließlich für das Bewegen der Großwehrverschlüsse in Frage kommen, ist zu bemerken, daß sie so zu wählen sind, daß sie eine starke Überlastung über die normale Kraft hinaus vertragen können. Für elektrischen Betrieb ist eine Gleichstromanlage mit Hauptstrommotoren am besten geeignet, da sich hierbei die motorische Kraft dem jeweiligen Widerstande am besten anpaßt.

Die Einrichtungen, die getroffen werden, um Eisbildungen, die die Bewegung hindern, zu beseitigen, sind verschiedener Art. In den nördlichen Ländern, wo die Eisgefahr eine wesentlich größere Rolle spielt als in unseren Breiten, werden oft teure Anlagen geschaffen, um einer Vereisung vorzubeugen oder sie, wenn sie entstanden ist, zu beseitigen. Man kann das dadurch erreichen, daß an den Dichtungsfugen die Fläche, an die sich das Dichtungselement anpreßt, entweder unmittelbar durch Hindurchleiten eines elektrischen Stromes niedriger Spannung oder mittelbar durch dahinter in Mauerwerkkanälen liegende Heizelemente erwärmt wird. So sind z. B. an mehreren Walzenwehren in Norwegen die den Frostangriffen am meisten ausgesetzten Seitendichtungen mit Einrichtungen nach einer der M. A. N. patentierten Bauweise ausgerüstet worden, die sich gut bewährt hat. Diese Einrichtung ist wirtschaftlich nur da gerechtfertigt, wo langdauernde und sehr schwere Frostperioden auftreten und wo eine billige elektrische Kraftquelle zur Verfügung steht, da der Stromverbrauch sehr groß ist. Aber auch in unseren Gegenden machen sich Einrichtungen bezahlt, die es ermöglichen, schädliche Eisbildungen zu beseitigen. Wie ich in Heft 5, S. 60, zur Frage der Eisabführung erwähnte, hatte sich am Dörverdener Wehre nach einer langen und starken Frostperiode an den mittleren beiden Schützenwehr-Öffnungen und an den beiden seitlichen versenkbaren

Segmentwehren Eis in solchem Maße angesetzt, daß ein Bewegen der Wehrkörper nicht ohne weiteres möglich war. An den Segmentwehren waren auch die Seitenarme, trotzdem sie durch Schutzdächer vor Spritzwasser geschützt waren, durch starken Eisansatz mit dem Mauerwerke der Pfeiler zusammengefroren. Es wurde von der nahegelegenen Dampfzentrale des Elektrizitätswerkes eine Dampfleitung nach dem Wehre und über die Bedienungsbrücke geführt und sorgfältig isoliert. In der Leitung wurden in bestimmten Zwischenräumen Ableitungsstücke eingebaut, an die ein Schlauch angeschlossen werden kann, der am Ende ein etwa 3 m langes, unten offenes Gasrohr hat. Mit diesem Rohre wurde, nachdem in die Leitung überhitzter Wasserdampf geleitet war, das Eis an den Stellen, wo es dem Bewegen der Wehrteile hinderlich war, aufgetaut. Der vor dem Schützenwehre bis auf die Sohle reichende Eisblock wurde durch sägende Bewegungen des Rohres in kleinere Stücke zerlegt, und die Schütztafeln wurden so weit vom Eise befreit, daß sie etwas gehoben werden konnten. Auf diese Weise gelang es, die Eismasse zum Abschwemmen zu bringen. Ebenso wurden an den Segmentwehren die vereisten Dichtungsfugen und die mit dem Mauerwerk zusammengefrorenen Seitenarme freigetaut. Die Einrichtung hat sich bewährt. Sie hat gegenüber der oben erwähnten elektrischen Erwärmung noch den Vorteil, daß sie beweglich ist. Sie gestattet, immer nur an den Stellen Abhilfe zu schaffen, wo es gerade nötig ist, während bei einer stationären Einrichtung häufig dort Wärme verbraucht wird, wo dies nutzlos ist. Für Wehranlagen in unseren Breiten, wo schwere und lange Eisperioden nicht häufig auftreten, wird eine Einrichtung der beschriebenen Art genügen; in den nördlichen Ländern müssen dagegen umfassendere Anlagen für den Kampf gegen die Eisgefahr geschaffen werden. Wenn eine Dampfanlage, wie sie bei der beschriebenen Dörverdener Anlage vorhanden war, fehlt, so kann am Ufer eine kleine Kesselanlage aufgestellt werden. —

Es würde erwünscht sein, wenn aus den Kreisen der Betriebsleiter von Wehren der erwähnten Art Erfahrungen mitgeteilt würden, die zur weiteren Klärung dieser sehr wichtigen Frage beitragen können.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Weserbrücke bei Bremen-Dreye.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. **Lindenberg,** Bremen.

Im Rahmen des Brückenverstärkungsprogramms hat jetzt die Reichsbahndirektion Münster mit dem Umbau der Weserflut- und -strombrücke bei Bremen-Dreye begonnen. Das 600 m lange Bauwerk (Abb. 1 u. 2) erstreckt sich von km 229,207 bis 229,807 der zweigleisigen Hauptbahn Wanne—Bremen—Hamburg und besteht aus 15 Flutöffnungen von je 27 und aus 3 Stromöffnungen von je 60 m. Die schweißeisernen Überbauten

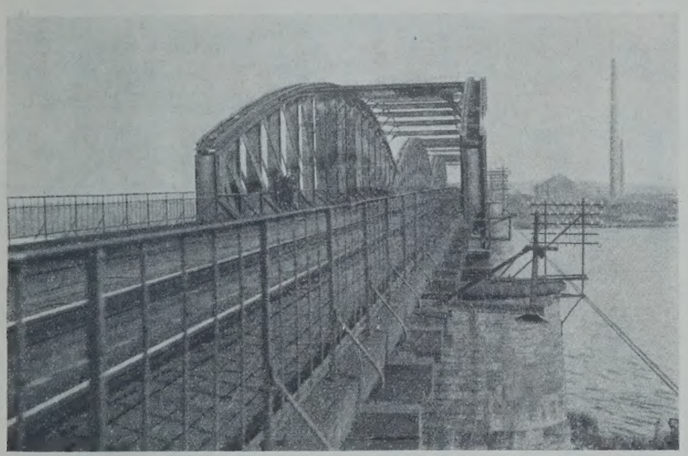


Abb. 1.

Abb. 2.

stammen aus dem Jahre 1872, das Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler ist ebenso alt und besteht aus Bruchsteinen. Die Tragfähigkeit der alten Überbauten ist den neuen Lastenzügen, insbesondere dem Lastenzuge N, nicht gewachsen. Auch die Pfeiler und Widerlager müssen zum Teil erneuert und verstärkt werden.

Vor dem Weltkriege erwog man bereits den viergleisigen Ausbau des Streckenabschnitts Kirchweyhe—Weserbrücke—Block Gabelung. Denn dieser Abschnitt wurde zufolge der sehr großen Zugzahl als lästiger Engpaß empfunden. Hätte man schon damals den Gedanken des viergleisigen Ausbaues verwirklicht, so würde sich der Bauvorgang in der bequemsten und einfachsten Weise haben abspielen können: Erst Neubau einer zweigleisigen Brücke außerhalb des Betriebes neben der alten, Umleitung des Betriebes auf die neue Brücke, und endlich der Neubau der alten Brücke an derselben Stelle außerhalb des Betriebes. Heute, da der Gedanke des viergleisigen Ausbaues zufolge der Not der Zeit „zu den Akten" gelegt ist, bleibt nichts anderes übrig als der Umbau „unter dem rollenden Rade", eine Aufgabe, die bau- und betriebstechnisch selbstredend erheblich mehr Schwierigkeiten und infolgedessen interessantere Umstände bietet als der Neubau außerhalb des Betriebes. Es dürfte sich daher lohnen, die Art und Weise zu verfolgen, in der man versucht, der mannigfachen Schwierigkeiten Herr zu werden.

Während der Vorbereitungen für den Brückenumbau schwoll die tägliche Zugzahl dieses Streckenabschnittes von 90 auf mehr als 150 an, wohl eine Folge des Bergarbeiterstreiks in England, der einen lebhaften Kohlenversand von der Ruhr nach der Nordseeküste auslöste. Zur Vermeidung von Störungen des Zuglaufes muß wegen dieser großen Zugzahl, die damit etwa die Vorkriegszahl erreicht hat, der volle zweigleisige Betrieb während des Umbaues aufrechterhalten werden. Selbst bei zweigleisigem Betriebe darf bei der unvermeidbaren Langsamfahrstrecke die Fahrgeschwindigkeit nicht allzusehr ermäßigt werden, weil auf der Strecke Wanne—Bremen—Hamburg infolge anderweitiger Umbaustellen ohnehin zahlreiche Langsamfahrstrecken bestehen. Aus demselben Grunde muß auch bei dem Umbau der Weserbrücke die Zeit der langsamen Fahrt möglichst eingeschränkt werden. Daraus folgt, daß der Gesamtumbau möglichst beschleunigt werden muß, um die Störungen des Betriebes zu begrenzen.

Dabei muß das Stromgebiet und das Flutgebiet rechtzeitig vor dem Hochwasser und dem Eisgange geräumt werden, außerdem darf die rege Weserschiffahrt nicht gestört werden. Die bewilligten Geldmittel sind so knapp, daß die äußerste Einschränkung auch in dieser Beziehung geboten ist. Schließlich dürfen Bauausführungen — das hängt mit der Geldwirtschaft der Reichsbahn zusammen — nur dann vorgenommen werden, wenn wirklich bares Geld überwiesen ist.

Die Parole, unter der sich der Umbau abspielen muß, lautet daher: sicher, vorsichtig, schnell und sparsam.

Mit knappen Worten das Bauprogramm selbst: Umbau der Pfeiler und des Landwiderlagers der Flutbrücke, Auswechslung der 15 eisernen Doppelüberbauten der Flutbrücke, Umbau der Pfeiler und des Landwiderlagers der Strombrücke und schließlich Auswechslung der drei eisernen Überbauten der Strombrücke.

Soll dies Programm, das zunächst auf 14 Monate bemessen ist, reibungslos und pünktlich abgewickelt werden, so ist die sorgfältige und planmäßige Vorbereitung und Einteilung der einzelnen Bauvorgänge eine unerläßliche Vorbedingung für das Gelingen des schwierigen Umbaues. Nur dann können die erheblichen Schwierigkeiten überwunden werden, wenn Bau, Eisenbahn- und Schiffahrtbetrieb aufeinander jede nur denkbare Rücksicht nehmen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden.

Von Prof. Dr.-Ing. **W. Schachenmeier**, München.

(Fortsetzung aus Heft 41.)

IV. Baustoffe, zulässige Beanspruchungen, Hauptquerschnittgrößen, Gewichte und Kosten.

a) Für die beiden Kabel wurde feuerverzinkter[1]) Stahldraht von 0,196″ = 4,96 mm ⌀ verwendet. Verlangt waren

$\sigma_S \geqq 144\,000$ lbs/□″ = 10 120 kg/cm²
$\sigma_B \geqq 215\,000$ lbs/□″ = 15 120 kg/cm²
bei 4 % Bruchdehnung.

Tatsächlich ist $\sigma_B = 223\,000$ lbs/□″ = 15 670 kg/cm² im Durchschnitt.

Je 306 Drähte bilden einen Strang, 61 Stränge mit zusammen 18 666 Drähten bilden ein Kabel mit

$F = 562$ □″ = 3626 cm² und 30″ ≈ 76 cm ⌀.

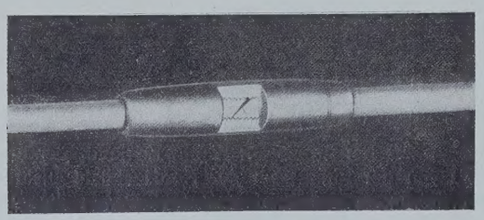


Abb. 17.

Die Drähte wurden in Längen von 3000′ ≈ 900 m hergestellt und mittels Muffen mit Rechts- und Linksgewinde verbunden, gemäß Abb. 17. Den gewaltigen Fortschritt des neuen Kabels über alle Vorgänger veranschaulicht Abb. 18.

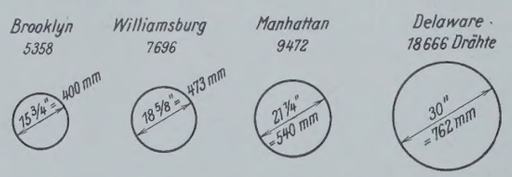


Abb. 18. Querschnitte der größten ausgeführten Paralleldrahtkabel.

Der wagerechte Zug eines Kabels beträgt:

aus Eigengewicht . . . . . $H_g = 24\,700\,000$ lbs = 11 200 t
aus „gedrängter" Verkehrslast und größtem Temperaturabfall . . . $H_p + H_t = 10\,900\,000$ lbs = 4 950 t
$\max H = 35\,600\,000$ lbs = 16 150 t.

An der Pylone wird die größte Spannkraft im Kabel

$\max S = 1{,}127 \quad \max H = 40\,100\,000$ lbs = 18 200 t

und die Beanspruchung $\sigma = \frac{40\,100\,000}{562} = 71\,400$ lbs/□″ = **5020** kg/cm².

Für „gewöhnliche Last" und Temperaturabfall ist . . . . . $\max H = 30\,320\,000$ lbs = 13 860 t.

$\max S = 1{,}127 \cdot 30\,320\,000 = 34\,180\,000$ lbs = 15 500 t

und die Beanspruchung $\sigma = \frac{34\,180\,000}{562} = 60\,800$ lbs/□″ = **4275** kg/cm².

b) Für die Versteifungsträger wurden zwei verschiedene Baustoffe verwendet:

Nickelstahl mit ≈ 3,2 % Ni für die Gurtungen

bei $\sigma_S \geqq 55\,000$ lbs/□″ = 3870 kg/cm²
$\sigma_B \geqq 90\,000$ „ = 6320 „
$\sigma_{zul} = 40\,000$ „ = 2810 „
$\sigma_{d\,zul} = 35\,000$ „ = 2460 „

Siliziumstahl für die Wandstäbe

bei $\sigma_{zul} = 32\,000$ lbs/□″ = 2250 kg/cm²

$$\sigma_{d\,zul} = 32\,000 - 140 \cdot \frac{l}{r} = 2250 - 9{,}84\,\lambda.$$

Sämtliche Stäbe des Versteifungsträgers sind Wechselstäbe. Da aber der Spannungswechsel doch stets allmählich vor sich gehen muß, und wegen der Unwahrscheinlichkeit, daß jemals die theoretischen Höchstspannungen erreicht werden, wurden keine Zuschläge für den Spannungswechsel gemacht.

Die Berechnung des Hauptträgersystems wurde mit Hilfe der sogenannten „Deflection"-Theorie durchgeführt, die die Amerikaner auf der Grundlage der bekannten Melanschen Untersuchungen ausgebildet haben. Diese Theorie enthält aber leider einen nicht unbedenklichen Fehler, der auf einer unzulässigen Näherungslösung einer transzendenten Gleichung beruht. Dies wurde ja auch durch Fr. Bleich in seinem Buche „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", S. 457 bis 465, zahlenmäßig nachgewiesen. Nach Ansicht des Unterzeichneten begehen die Amerikaner hier einen Fehler nach der unsicheren Seite, der viel größer ist als derjenige auf der sicheren Seite liegende Fehler, den man im allgemeinen begeht, wenn man die Hängebrücke nach der gewöhnlichen Elastizitätstheorie berechnet.

Das größte Biegungsmoment der Mittelöffnung beträgt:

	tm	Abminderung tm
a) nach der gewöhnlichen Theorie . .	44 800	17 100 angeblich
b) nach der „Deflection"-Theorie . . .	27 700	5 400 wirklich
c) tatsächlich etwa	39 400	

Die Amerikaner behaupten also eine Ersparnis am Biegungsmoment gegenüber der gewöhnlichen Elastizitätstheorie von

$$\frac{17\,100 \cdot 100}{44\,800} = 38{,}2\ \%.$$

In Wirklichkeit dürfte sie nicht mehr als ≈ 12 % betragen. Die rechnungsmäßig vorhandene Beanspruchung in den Gurten des Versteifungsträgers ist daher nicht

$$\sigma = \sigma_{zul} = 2810 \text{ kg/cm}^2,$$

sondern

$$\sigma = \frac{39\,400}{27\,700} \cdot 2810 \text{ kg/cm}^2 = 1{,}42 \cdot 2810 \approx \mathbf{4000} \text{ kg/cm}^2,$$

was im Hinblick auf $\sigma_S =$ 3870 kg/cm² denn doch etwas bedenklich erscheint!

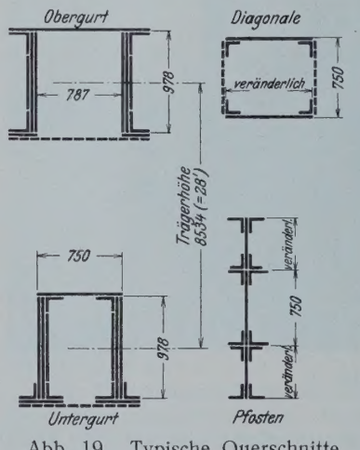


Abb. 19. Typische Querschnitte der Stäbe des Versteifungsträgers.

Abb. 19 zeigt die typischen Querschnitte der Gurt- und Wandstäbe. Der stärkste Gurtquerschnitt hat etwa $F = 2000$ cm².

c) Die Hängeseile haben 2¼″ = 5,7 cm ⌀ und bestehen aus 7 Litzen von verzinkten Drähten. Die Bruchlast des Seiles beträgt ≈ 380 000 lbs ≈ 172 t, die Gebrauchslast höchstens 100 000 lbs ≈ 45 t.

d) Für die Pylonen wurden ebenfalls zwei verschiedene Baustoffe verwendet:

in den beiden Ständern einer Pylone

Siliziumstahl mit $\sigma_S \geqq 45\,000$ lbs/□″ = 3165 kg/cm²
$\sigma_B = 80\,000 \div 95\,000$ lbs/□″ = 5600 ÷ 6700 kg/cm².

Bestandteile: 0,4 % C; 1,0 Mn; 0,20 bis 0,45 % Si.

$\sigma_{d\,zul} = 24\,000$ lbs/□″ = 1688 kg/cm²
aus Achsialkraft + Biegung;

in der Diagonalverstrebung wurde dagegen ein Kohlenstoffstahl mit

$\sigma_S \geqq 37\,000$ lbs/□″ = 2600 kg/cm²
$\sigma_B = 62\,000 \div 70\,000$ lbs/□″ = 4360 ÷ 4920 kg/cm²

verwendet.

Der Querschnitt eines Pylonenständers schwankt zwischen 1800 und 3000 □″, im Mittel beträgt er also 2400 □″ = 15 500 cm².

e) Zusammenstellung der Gewichte und Kosten.

Pylonen:

	lbs	t	$	R.-M.
Siliziumstahl	12 941 000 =	5 870	961 500 =	4 038 000
Kohlenstoffstahl	6 349 000 =	2 880	420 900 =	1 768 000
Gußstahlteile	322 000 =	146	58 200 =	245 000
	19 612 000 =	8 896	1 440 600 =	6 051 000

Kabelumlenkböcke.

Siliziumstahl	1 959 000 =	889	182 000 =	765 000
Kohlenstoffstahl	676 000 =	307	62 900 =	264 000
Gußstahlteile	835 000 =	379	97 700 =	410 000
	3 470 000 =	1 575	342 600 =	1 439 000

[1]) „Galvanized" bedeutet merkwürdigerweise nicht galvanisch, sondern feuerverzinkt.

Kabel und Hängeseile:

	lbs	t	$	R.-M.
Paralleldrahtkabel	13 561 000 =	6 150	2 441 000 =	10 250 000
Hängeseile	905 000 =	410	255 700 =	1 074 000
Flußstahl i. d. Verankerungen	4 720 000 =	2 140	224 200 =	942 000
Gußstahlteile	1 010 000 =	458	227 000 =	954 000
Verschiedene Stahlteile	198 000 =	90	18 000 =	76 000
	20 394 000 =	9 248	3 165 900 =	13 296 000

Versteifungsträger samt Fahrbahn:

Nickelstahl	11 300 000 =	5 125	988 800 =	4 153 000
Siliziumstahl	9 100 000 =	4 128	714 300 =	3 000 000
Kohlenstoffstahl	16 700 000 =	7 580	1 152 300 =	4 840 000
Verschiedene Stahlteile	170 000 =	77	32 600 =	137 000
	37 270 000 =	16 910	2 888 000 =	12 130 000
im ganzen	**80 746 000 =**	**36 629**	**7 837 300 =**	**32 916 000**

Der Durchschnittspreis beträgt 9,7 ≈ 10 cts für 1 lb, d. i. 900 R.-M. f. 1 t.

(Schluß folgt.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Ernst-August-Schleuse in Wilhelmsburg.

Von Dr.-Ing. **Petzel**, Harburg.

Zwischen der Stadt Wilhelmsburg und dem Preußischen Staate wurde im Jahre 1925 ein Vertrag geschlossen, laut dem der Staat sich gegen spätere Rückerstattung eines Teiles der Baukosten dazu verpflichtete, den Ernst-August-Kanal für den Verkehr mit neuzeitlichen Binnenschiffen auszubauen. Durch diesen Ausbau wird das im Norden der Elbinsel Wilhelmsburg unmittelbar an der Hamburger Grenze liegende Gelände der industriellen Verwertung erschlossen (Übersichtsplan Abb. 1). Der bisher vorhandene Kanal mit einer Wassertiefe von rd. 1,50 m und einer Spiegelbreite von rd. 15 m war ursprünglich als Vorfluter für den Nordteil der Elbinsel und für den Verkehr mit kleinen Fahrzeugen erbaut, die zur Beförderung landwirtschaftlicher Erzeugnisse nach Hamburg dienten.

Abb. 1.

Diesen Zwecken entsprechend sind auch die Abmessungen der Schleuse, die den Kanal mit dem im Tidegebiete liegenden Reiherstieg verbindet, nur sehr gering. Die nutzbare Länge beträgt 17,5 m, die Breite 4,67 m. Für die Industrie, die sich trotz der ungünstigen Wasserverhältnisse allmählich angesiedelt hatte — hier sind vor allem die bekannten Palminwerke von Schlinck zu nennen —, bedeutete diese enge Schleuse ein besonders schweres Verkehrshindernis.

Allgemeine Anordnung der Schleuse.

Im Rahmen der Kanalerweiterung muß zunächst die alte Schleuse durch eine leistungsfähige neue ersetzt werden. Während der eigentliche Kanal für Schiffe bis zu 800 t Tragfähigkeit ausgebaut wird, erhält die Schleuse solche Abmessungen, daß sie den Verkehr mit 1000-t-Fahrzeugen zuläßt. Die nutzbare Breite ist auf 12 m, die nutzbare Länge auf 85 m, die Tiefe auf 4 m unter NN festgesetzt.

Die beiden Häupter der Schleuse werden massiv ausgebildet und bis auf den tragfähigen Sand heruntergeführt. Die Kammermauern und die einen Teil der Kammermauern bildenden Widerlager der über die Schleuse gehenden Straßenbrücke werden auf hohen Pfahlrost gegründet.

Die Füllung der Schleuse geschieht durch je einen kurzen Umlauf in jedem Haupte.

Die die Sicherheit der Schiffe gefährdende Wellenbewegung in der Schleuse soll durch entsprechende Ausbildung der Schütze (Dreieckschütze) und durch trompetenförmige Erweiterung der Umläufe an den Ausmündungsstellen verhindert werden.

Zum Abschlusse der Schleuse sind in beiden Häuptern Schiebetore gewählt. Diese sind im Betriebe übersichtlicher und einfacher und im vorliegenden Falle auch billiger als Stemmtore. Der mittlere Kanalwasserstand (+ 0,23 m NN) liegt zwischen MHW (+ 1,60 m NN) und MNW (— 0,56 m NN).

Die Tore werden mit Drahtseilen an Wagen aufgehängt, die in den über den Toren zu errichtenden Führungsbrücken laufen. Durch diese Anordnung, die z. B. bei den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals und bei der Gose-Elbe-Schleuse im Hamburger Staatsgebiete ausgeführt ist, wird erreicht, daß die rollenden Teile stets zugänglich sind und nicht unter Wasser liegen.

Tore und Schütze werden durch Elektromotoren angetrieben.

Bodenverhältnisse.

An der Baustelle steht unter dem Gelände (rd. + 2,00 m NN) eine etwa 1,5 m starke Lehmschicht und unter dieser bis zu ungefähr — 6,0 m NN eine feste Kleischicht, in die eine Torfschicht von wechselnder Stärke (im Mittel 1,5 m mächtig) eingelagert ist. Unter dieser Kleischicht befindet sich fester, tragfähiger Sand. Der Beton der Häupter wird bis auf den Sand heruntergeführt. Die Pfähle des Pfahlrostes der Kammermauern stehen 4 m in der Sandschicht.

Grundwasser.

Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb der wasserundurchlässigen Kleischicht, hier jedoch unter Überdruck. Beim Durchbohren der Kleischicht steigt das Grundwasser in den Bohrlöchern bis auf etwa + 0,40 m NN. Dieser Grundwasserstand wechselt mit den Außenwasserständen (Ebbe und Flut), und zwar so, daß der Unterschied der Grundwasserstände fast den halben Tidehub ausmacht. Beim Ausschachten ist darauf zu achten, daß infolge des unter dem Kleiboden herrschenden Druckes die Aushubsohle nicht durchbricht. Zu diesem Zwecke wird die 1. Grundwasserstaffel abgeteuft, die den Wasserdruck unter dem Kleiboden fortnehmen oder wenigstens vermindern soll. Durch eine 2. Grundwasserstaffel wird die Gründungssohle trockengelegt.

Bauvorgang.

Die neue Schleuse (Abb. 2) wird unmittelbar neben der alten Schleuse so errichtet, daß das Außenhaupt außen- und das Binnenhaupt binnendeichs zu liegen kommt, und daß die Schleusenkammer den derzeitigen Deich unterbricht. Die Linienführung des Deiches wird später derart abgeändert, daß an Stelle des zurzeit einfachen ein doppelter Deichschutz tritt. Um den Verkehr der auf dem Deiche liegenden Fahrstraße, die eine der wenigen Verbindungen zum Hamburger Freihafen darstellt, nur möglichst kurze Zeit unterbrechen zu müssen, wird der Schleusenbau in drei Hauptabschnitten ausgeführt:

Der 1. Abschnitt umfaßt die Herstellung des Außenhauptes, des Vorbodens, der zwischen dem Außenhaupte und dem Deiche liegenden Teile der Kammermauern und die Befestigung der Sohle der Kammer.

Dieser Teil muß an den beiden offenen Seiten der Baugrube — Norden und Westen — hochwasserfrei eingefaßt werden. Zu diesem Zwecke ist im Westen ein Schutzdeich geschüttet und im Norden ein schwerer eiserner Fangedamm geschlagen. Der eiserne Fangedamm, der nur 5,5 m breit ist, muß auf der Außenseite höchste Sturmfluten bis + 5,20 m NN kehren, während er binnen an der Baugrube des Hauptes — 6,65 m NN freigeschachtet wird. Der Fangedamm ist aus Larssen-Spundbohlen Profil 3, an den hochbeanspruchten Stellen Profil 4 hergestellt und durch hölzerne Druckstreben und eiserne Zuganker versteift.

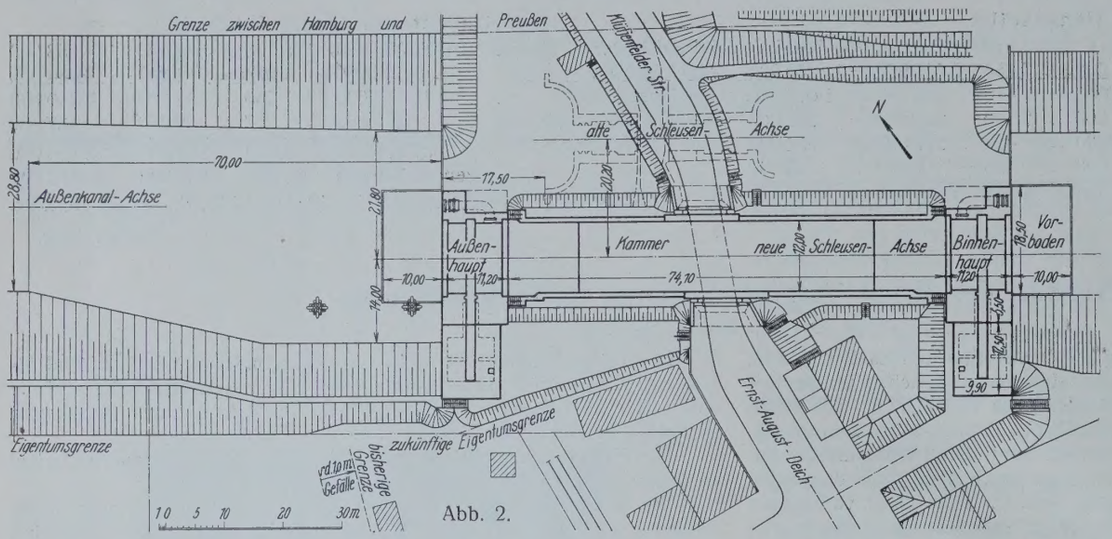


Abb. 2.

Die Schwierigkeiten der Bauausführung liegen in der unmittelbaren Nähe der im Betriebe bleibenden alten Ernst-August-Schleuse und der außerordentlich beengten Baustelle. Die gesamte Bauzeit ist auf zwei Jahre festgesetzt. Da mit den Bauarbeiten im Frühjahr d. J. begonnen ist, sollen sie Ende 1927 abgeschlossen sein. Das Schleusenmauerwerk wird aus Gußbeton hergestellt, um bei möglichst hohen Baublöcken (bis zu 4 m Höhe) einen einheitlichen Betonkörper zu erhalten. Auf eine Verblendung wird mit Rücksicht auf den Seitendruck des Gußbetons verzichtet. Um die Wände vor Schäden durch Schiffshaken usw. zu schützen, werden Haltekreuze in verhältnismäßig engem Abstande angeordnet.

Im 2. Bauabschnitt sollen das Binnenhaupt, der Vorboden binnen, die Teile der Kammermauern, die zwischen Binnenhaupt und Deich liegen, und die Befestigung der Kammersohle eingebracht werden.

Der 3. Bauabschnitt umfaßt die Herstellung der Brückenwiderlager der über die Schleuse führenden Straße und die noch fehlenden Teile der Schleusenmauern.

Die gesamten Bauarbeiten einschließlich der Grundwasserabsenkung sind in öffentlicher Ausschreibung der Firma Aug. Prien in Harburg übertragen. Die Hauptbaustoffe, wie Zement, Traß, Kies, Sand, Holz, Rundeisen usw., werden von der Bauverwaltung selbst beschafft.

Die Tore und Schütze werden zusammen mit den Antrieben von der Firma Schmidt, Kranz & Co. in Nordhausen geliefert.

Haben Brücken aus Beton die gleiche Lebensdauer wie Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung?

Alle Rechte vorbehalten.

Man steht nicht selten vor der Aufgabe, sich darüber schlüssig zu werden, ob eine Brücke aus Beton oder aus Steinen oder aus Beton mit Steinverkleidung gebaut werden soll. Gründe der Wirtschaftlichkeit sprechen meist für die Betonbauweise, mancherlei Bedenken gegen sie. Mit Ausnahme von Gegenden, in denen gute Betonzuschlagstoffe nicht zu haben sind, dagegen einwandfreie Steine gut und billig zur Verfügung stehen, werden überall Brücken aus Beton billiger als Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung. Der Betonbauweise haften aber heute immer noch viele Mängel an, die nicht eigentlich in der Eigenart der Bauweise selbst liegen, sondern durch die falsche Stellung verschuldet werden, die die Ingenieure vieler bauausführenden Firmen und mancher bauleitenden Stellen der Betonbauweise gegenüber einnehmen. Es ist eigentlich nicht zu verstehen, daß die deutlichen Hinweise, die die Behörden, der Deutsche Beton-Verein und u. a. Professor Dr.-Ing. Kleinlogel besonders in der letzten Zeit in Wort und Schrift für die beim Betonbau auf der Baustelle zu beachtenden Regeln gegeben haben, in so vielen Fällen immer noch nicht genügend beachtet werden. Die Ansicht, daß Beton ein Gemisch von einer beliebigen Art Kies, einer bestimmten Menge Zement und einer bestimmten Menge beliebigen Wassers sei, und daß man seiner Pflicht vollauf genüge, wenn man sich um die Einhaltung des Mischungsverhältnisses von Zement und Kies kümmere, ist so tief eingewurzelt, daß man, wie es den Anschein hat, nur schwer mit Erfolg gegen sie ankämpfen kann. Man ist sich an vielen Stellen noch nicht darüber klar, daß der Beton ein außerordentlich empfindlicher Baustoff ist. Nicht jeder Zement ist für eine bestimmte Sand- und Kiessorte als Bindemittel geeignet und nicht jede Sand- und Kiessorte gibt mit einem bestimmten Zement einen guten Beton. Die Kornzusammensetzung des Sandes und Kieses ist von ausschlaggebender Bedeutung für die Güte und Wirtschaftlichkeit des Betons. Die Kornzusammensetzung ist aber nicht nur bei Sanden und Kiesen aus verschiedenen Gewinnungsstellen, sondern auch aus ein und demselben Gewinnungsort grundverschieden. Die Beschaffenheit und die Menge des dem trockenen Betongemenge zugesetzten Wassers beeinflußt die Güte des Betons erheblich. Die Art und Weise des Einbaues des Betons und seine Nachbehandlung bei Trockenheit und Wärme und die Schutzmaßregeln gegen den Einfluß des Frostes sind wichtige Faktoren bei der Herstellung einwandfreier Betonbauten. Nur Ingenieure, die alle in den genannten Punkten zu beachtenden Regeln kennen und anwenden und in Notfällen selbständig die Maßnahmen zur Erzielung einwandfreien Betons treffen können, werden gute Betonbauten von langer Lebensdauer und schönem Aussehen schaffen. Wie empfindlich Betonbauten gegen Verstöße in den Bauregeln sind und wie groß der Hang ist, die wohlüberlegten und bewährten Regeln außer acht zu lassen, konnte neulich an einem Bauwerk beobachtet werden. Der Leiter eines Betonbaues kannte die Bauregeln und war bemüht, ein schönes Betonbauwerk zu schaffen. Seine Bemühungen waren nicht vergeblich. Er ging aber während des Baues auf

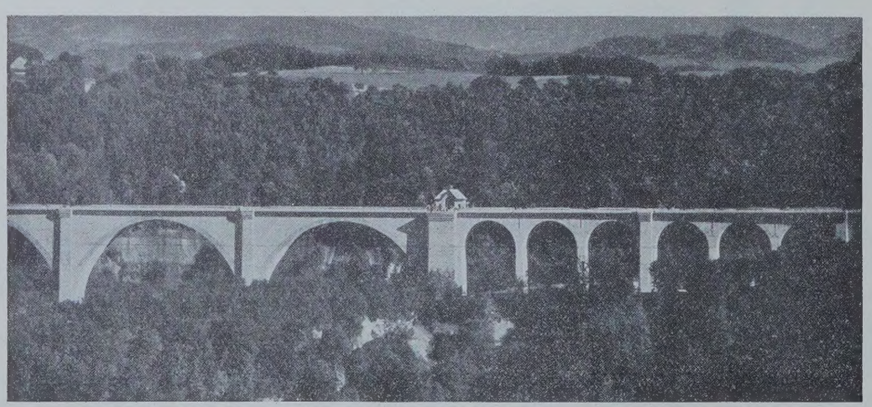


Abb. 1. Pérolles-Brücke.

Abb. 2. Zähringer Brücke.

Urlaub. Die geringere Vertrautheit seines Vertreters mit den Regeln und die Gedankenlosigkeit der Bauunternehmung genügten, um den Rest des Bauwerkes in geringer Güte und mit einem äußeren Ansehen herzustellen, das scharf gegen das des anderen Teiles absticht.

Wenn man sich die Ingenieurbauten aus Beton wie Brücken, Widerlager, Pfeiler und Futtermauern in allen Gegenden Deutschlands ansieht, so hat man an vielen dieser Bauwerke keine Freude. Sie zeigen vielfach statische Risse, Schwindrisse, Abblätterungen und infolge von Ausblühungen, Hervortreten der Stampffugen und ungleichmäßiger Beschaffenheit der Sichtflächen ein schlechtes Aussehen. Daneben findet man auch Betonbauten von ausgezeichneter Güte und Schönheit, ein Beweis dafür, daß Betonbauten bei Beachtung aller einschlägigen Regeln einwandfrei hergestellt werden können und sich dann auch mit Steinbauten messen können. Wirklich gute und schöne Betonbauten gehören aber heute noch zu den Ausnahmen. Außer den Regeln, die in dem oben angedeuteten Sinne liegen, hat man zu beachten, daß sich schöne und dauerhafte Sichtflächen nur durch einen guten Vorsatzbeton, der zugleich mit dem übrigen Beton eingebracht wird, erzielen lassen, daß es sich empfiehlt, dem Vorsatzbeton Traß zuzusetzen, um Ausblühungen zu verhüten, daß sich ein guter Vorsatzbeton vor allem durch Zusatz von Splitt herstellen läßt, und daß man Betonbauten nicht putzen darf, da erfahrungsgemäß Putz auf Beton zerreißt und abfällt.

Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung zeigen in der Regel wenig bauliche Mängel und meist ein gutes Aussehen.

Man kann es daher verstehen, wenn gegen reine Betonbauten eine Abneigung besteht und Bauten aus Stein oder Beton mit Steinverkleidung vorgezogen werden. Namentlich dort, wo es auf gutes Aussehen der Bauten ankommt oder wo besonders ungünstige Witterungsverhältnisse vorliegen, wählen viele Ingenieure Bauten aus Stein oder Beton mit Steinverkleidung. Es ist Sache der Betonbauweise selbst, das gegen sie bestehende Mißtrauen zu zerstreuen und sich das Feld zu erobern, das sie auf Grund ihrer Eigenschaften beherrschen könnte.

In der Schweiz, in der im allgemeinen die Betonbauregeln besser als bei uns bekannt zu sein scheinen, sind die Ansichten darüber, ob einem reinen Betonbau oder einem Bau aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung der Vorzug zu geben sei, auch noch geteilt. Sehr schöne neue Betonbrücken sind die im Jahre 1922 vollendete Pérolles-Brücke bei Freiburg (Abb. 1) und die im Jahre 1924 fertiggestellte Zähringer Brücke in Freiburg (Abb. 2).[1]) Die an zweiter Stelle genannte Brücke hat einen sehr gleichmäßigen, schön gefärbten Vorsatzbeton, die erste hat keinen Vorsatzbeton und ist nicht so gut im Aussehen wie die andere. Die Schweizerischen Bundesbahnen ziehen an Stellen, wo auf ein gutes Aussehen besonderer Wert gelegt werden muß, die Bauweise aus Steinen oder aus Beton mit Steinverkleidung dem reinen Betonbau vor, wie dies die neuen Brückenumbauten auf der Strecke Wil—St. Gallen zeigen. Die Schweizerischen Bundesbahnen verwenden neuerdings auch bei gewölbten Betonbrücken aus Sorge vor den Schwindrissen für die Gewölbe Betonquadern oder auch Zementsteine von 17 cm Breite, 35 cm Höhe und 6 cm Dicke. Man begegnet also auch in der Schweiz Bedenken gegen die reine Betonbauweise.

Die oben gestellte Frage muß dahin beantwortet werden, daß, solange die Betonbauregeln nicht Allgemeingut der Bauunternehmungen und der bauleitenden Behörden geworden sind, die Betonbauten den Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung hinsichtlich der Güte, der Lebensdauer und des guten Aussehens nicht gleichzuachten sind. Das scheint aber festzustehen, daß es bei Beachtung aller Regeln gelingen muß, Betonbauten zu schaffen, die sich den Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung gleichwertig an die Seite stellen können. Schaper.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 50, S. 571.

Schutz einer Betonpfahlgründung gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Vogel**, Wesermünde.

Unter dieser Überschrift hat Regierungsbaurat Saltzmann in der „Bautechnik“ 1923, Heft 46, S. 451, einen Aufsatz veröffentlicht, in dem er beschrieben hat, wie die eiserne Umhüllung der „Mast“-Betonpfähle durch einen inneren zweiten Anstrich kurz vor dem Einbringen des Betons gegen die schädlichen Einflüsse des Grundwassers in Klei- und Dargmoorschichten geschützt werden sollte. Am Schlusse dieses Aufsatzes spricht der Verfasser die Vermutung aus, daß nach schon damals angestellten Versuchen der Zweck des zweiten Anstriches wohl erreicht werden würde; ein endgültiges Urteil werde sich jedoch erst nach dem Befund der neben der Baustelle bis in den festen Baugrund gerammten Probepfähle, deren erster nach zwei Jahren herausgezogen werden solle, fällen lassen.

Der erste Probepfahl ist im April d. J., also fünf Jahre nach der Rammung herausgezogen worden. Es dürfte daher von Interesse sein, festzulegen, wie der Befund des Pfahles nach dem Freilegen gewesen ist.

Der Pfahl hat in den in Abb. 1 bezeichneten Bodenschichten gestanden. Die Dargschicht ist an dieser Stelle besonders schwach. Der Pfahlkopf mußte seinerzeit bei dem Verlegen eines Entwässerungskanals auf etwa 1,5 m Tiefe abgestemmt werden.

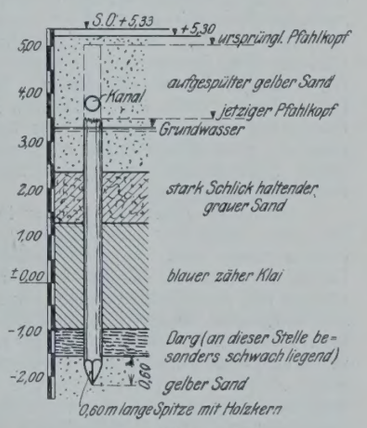


Abb. 1.

I. Das Ziehen des Pfahles.

Nach Freilegen des Pfahlkopfes wurde mit zwei Ketten (Gliedstärke 1″) und zwei Topfschrauben von zusammen etwa 15 t Hubkraft versucht, den Pfahl zu lüften, was trotz zweimaliger Versuche nicht gelang, da die Ketten durchrissen. (Diese Ketten waren doppelt geschlungen.)

Hierauf wurde eine $1^1/_2$″ starke einfach gelegte Kette dazu gelegt unter Einschaltung zwei weiterer Topfschrauben von zusammen etwa 30 t: Gesamthubkraft $30 + 15 = 45$ t. Auch hierbei rissen die Ketten, ohne daß der Pfahl sich rührte.

Diese Versuche wurden nun aufgegeben, und der zuletzt beschriebene Vorgang wurde wiederholt unter gleichzeitiger Spülung des Pfahles, die bis auf die Kleischicht vordrang. Nach zweistündigem Spülen und gleichzeitigem Heben mittels der vier Topfschrauben begann der Pfahl sich zu lüften und wurde dann auch ohne weitere Schwierigkeiten herausgezogen, ohne daß er irgendwelche Eindrücke oder Beschädigungen durch den Kettendruck an der Einspannungsstelle zeigte.

II. Zustand des gezogenen Pfahles.

1. Äußere Beschaffenheit der Blechhülle und der Pfahlspitze.

a) Soweit der Pfahl im aufgespülten Sand steckte, zeigte die Blechhülle eine bis zu 1 cm starke, harte, sandige, rostfarbige Kruste, unter der sich ein ganz leichter Blätter-Rost befand.

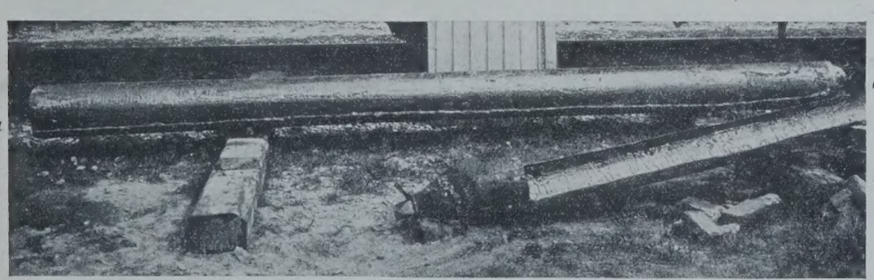


Abb. 2.

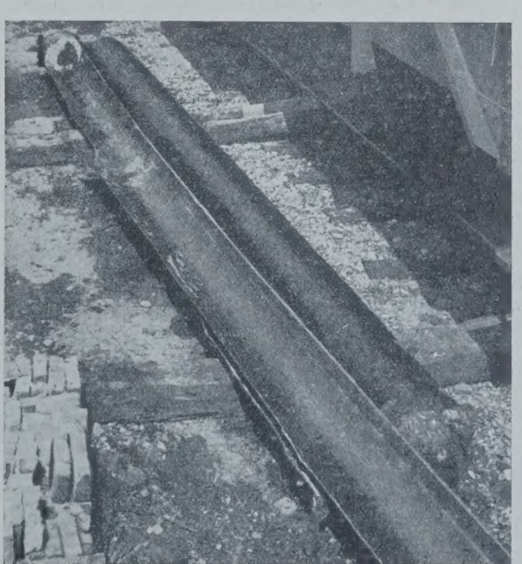


Abb. 3.

b) Innerhalb des schlickhaltigen Sandes war der Blechmantel mit einer steinharten, mehrere Millimeter starken Kruste umgeben, die mit Muscheln und kleinen Kieskörnern durchsetzt war; nach dem Abschlagen dieser Kruste zeigte sich auf dem Blechmantel eine feste leichte Rostschicht.

c) Der Rest des Pfahles war mit einem Überzug aus Klei versehen (auch der untere im Dargboden befindliche Teil), der eine harte, fast vollkommen dichte Schutzschicht der Hülle bildete — ähnlich einem erhärteten Anstrich aus Zementmilch.

Unter dieser Kleischicht war der Blechmantel noch vollständig schwarz (also ohne jegliche Rostbildung).

Kleinere Stellen, die freilagen, zeigten einen nur geringen Rosthauch.

Diesen Kleimantel hat der untere Teil der Pfahlhülse jedenfalls beim Durchgang durch die zähe Kleischicht mitgenommen, ohne daß die lose Dargschicht ihn wieder abwusch.

d) Die Pfahlspitze, die einwandfrei erkennen ließ, daß sie im Sand gestanden hatte, zeigte keinerlei Beschädigungen.

2. Beschaffenheit des Betonpfahles nach Entfernen der Blechhülle.

a) Die Blechhülle ließ sich nach kalter Auftrennung ohne weiteres vom Pfahl abschälen.

b) Der innere (erste) Anstrich der Hülse war gut dicht und genügend stark auf dem Blechmantel vorhanden.

c) Der zweite Gudronanstrich, der kurz vor dem Betonieren durch besonderes Verfahren ausgeführt worden war, haftete auf dem Betonkörper des Pfahles in einer vollständig dichtschließenden, bis zu 2 mm starken Gudronschicht.

d) Der Betonkörper hatte ein vollständig dichtes Aussehen und gab beim Abklopfen einen hellen, harten Klang.

Abb. 2 u. 3 zeigen den nackten Betonpfahl und die abgeschälte Blechhülle mit der Pfahlspitze; die Linie *a—b* in Abb. 2 kennzeichnet die beim Auftrennen der Pfahlhülle entstandene Stemmnaht.

Die vorstehend angegebenen Beobachtungen bestätigen demnach die Annahme, daß der zweite Gudronanstrich der Blechpfahlhülle auch dann noch einen wirksamen Schutz für den Betonkörper bietet, wenn die Hülle selbst zerstört ist. Der zweite Anstrich wirkt um so besser, wenn das Betonieren vor dem Erkalten dieses Anstriches vorgenommen wird, da dann die Gudronschicht sich mit dem Beton verbindet. Weitere Schlüsse werden aus dem Befunde des nach weiteren fünf Jahren zu ziehenden zweiten Pfahles zu ziehen sein.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Dezember erschienene Heft 23 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Georg Rüth: Ernst Dyckerhoff †. — Dr.-Ing. H. Dörr: Eine Eisenbetonbrücke über die Alb bei Karlsruhe. — Dipl.-Ing. Dr. Wilhelm Vieser: Berechnung des mit seinen Pfeilern festverbundenen beliebig geformten durchlaufenden Trägers. — Dipl.-Ing. O. Henkel: Bemessung der auf Knicken beanspruchten Eisenbetonstütze. — Dr.-Ing. A. Troche: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 10. Dezember ausgegebene Heft 23 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Hans Volkart: Der Neubau der Stuttgarter Handelskammer. — E. Wedepohl: Ein Landhaus in Holland. — Neubau der Mannesmann-Mulag-Lastkraftwagen A.-G. in Frankfurt a. M. Architekt: B. D. A. Ernst Balser. — Dr.-Ing. Walter Engst: Woran es den kleineren Wohnungen fehlt. — Breslau und die Ausstellung „Siedlung und Stadtplanung in Schlesien".

Technische Hochschule Aachen. Direktor Dr.-Ing. K. W. Mautner von der Firma Wayss & Freytag A.-G., Düsseldorf, ist zum Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Aachen ernannt worden und hat gleichzeitig einen Lehrauftrag über Eisenbetonbauten im Berg- und Hüttenbau erhalten. Er wird seine Stellung als Direktor der Wayss & Freytag A.-G. beibehalten.

Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Vom 22. bis zum 24. November hielt der Verwaltungsrat der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Berlin seine letzte Tagung in diesem Jahre ab. Der zu erwartende Jahresabschluß und die Aussichten für das nächste Jahr standen zur Erörterung.

Das zu Ende gehende Jahr wies in seiner ersten Hälfte infolge des schwachen Güter- und Personenverkehrs einen starken Rückgang der Einnahmen auf; das zweite Halbjahr brachte durch den englischen Kohlenarbeiterstreik zwar eine erhebliche Güterverkehrsbelebung, doch werden die Einnahmen 1926 im Güterverkehr und noch mehr im Personenverkehr hinter denen des Jahres 1925 zurückbleiben.

Die Ausgabenbemessung für das Jahr 1927 wird beeinflußt von der Einwirkung der weiteren Entwicklung der deutschen Wirtschaft auf die Einnahmen. Wegen der 1927 noch steigenden Lasten konnten zunächst nur für Bahnanlagen und Elektrisierung erhebliche Beträge ausgeworfen werden, hingegen mußte die Entscheidung über den Umfang von Neubeschaffung an rollendem Material noch ausgesetzt werden. Diese Bestellungen sollen im Interesse der Wirtschaft so hoch bemessen werden, wie es nach der Finanzlage der Reichsbahn möglich ist.

Der Wettbewerb des Kraftwagens entzieht zurzeit der Reichsbahn jährlich bis zu 100 Mill. R.-M. an Güterfrachten. Einer weiteren Abwanderung soll durch bessere Abfertigung, schnellere Beförderung und durch Tariferleichterungen entgegengewirkt werden.

Die Arbeiten für die Elektrisierung der Berliner Stadtbahn werden möglichst beschleunigt. Der Abschluß eines Stromlieferungsvertrags mit den Berliner Elektrizitätswerken A.-G. und den Elektrowerken, wodurch sich der Bau eines eigenen Kraftwerkes erübrigt, wurde gebilligt. Bis Ende des laufenden Jahres werden für die Elektrisierung der Berliner Stadtbahn etwa 50 Mill. R.-M. aufgewendet und dem Arbeitsmarkt zugute gekommen sein. Die mit Hilfe des von der Reichsregierung zur Verfügung gestellten Sonderkredits herausgegebenen Aufträge geben zurzeit etwa 40 000 Menschen Arbeit.

Zur Festigung des Berufsbeamtentums bei der Reichsbahn ist die Frist bis zur dauernden Anstellung der Beamten von 20 auf 10 Jahre herabgesetzt worden.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, veranstaltete am 3. Dezember einen „Straßenbauabend", auf dem Privatdozent Dr.-Ing. Schenck über „Landstraßenbau und Prüfung von Straßenbaustoffen sowie Straßenbefestigungen" und Magistrats-Oberbaurat Löschmann über „Verkehr und Stadtstraßenbau unter besonderer Berücksichtigung der Berliner Verhältnisse" sprachen.

Dr.-Ing. Schenck behandelte zunächst die Notwendigkeit eines baldigen Umbaues unserer Landstraßen und führte aus, wie viel wirtschaftlicher ein einheitlicher und planmäßiger Ausbau ist als die verfehlte Unterhaltung nach dem bisherigen System. Jedes hier versäumte Jahr bedeutet nicht wiedereinzubringende Verluste und Erschwerung einer befriedigenden Lösung. Hinsichtlich der auch bei uns zu erwartenden und bereits begonnenen schnellen Zunahme des Kraftwagenverkehrs meinte der Vortragende, daß wir zwar Nordamerika — wo der Kraftwagenverkehr zurzeit ein kaum lösbares Problem bietet — sicherlich nicht erreichen werden, es aber doch wahrscheinlich sei, daß wir uns englischen und französischen Ziffern annähern und damit einen Bestand von etwa 650 000 Kraftwagen — das $2^1/_2$fache des jetzigen — erreichen werden. Nach dem Grade der bisherigen Vermehrung dürfte das etwa im Jahre 1930 der Fall sein.

Damit würden, wenn wir versuchen wollten, die bisherige Unterhaltung unserer wassergebundenen Chausseen weiterzuführen, die Kosten dafür eine untragbare Höhe erreichen. Es können vielmehr nur neuzeitliche Bauverfahren in Frage kommen, unter denen die Verwendung inländischer Teer- und ausländischer Bitumenerzeugnisse für die Verstärkung alter Schotter- und Pflasterbahnen sowie die Oberflächentränkung einen breiten Raum einnehmen. Nachdem Dr.-Ing. Schenck die lange Reihe dieser Stoffe und Verfahren erörtert hatte und auch auf die von Frankreich und der Schweiz her bekannte Tränkung mit Wasserglas eingegangen war, schloß er mit einer ausführlichen Besprechung der physikalischen Eigenschaften aller der im neuzeitlichen Straßenbau in Frage kommenden Baustoffe.

Oberbaurat Löschmann war in der Lage, die von seinem Vorredner für den deutschen Landstraßenverkehr besprochenen Gefahren und Erschwernisse auch für den großstädtischen Verkehr, insbesondere für Berlin, festzustellen: Er gab einen anschaulichen Überblick über die Vorschläge und Möglichkeiten einer erfolgreichen Lösung der Berliner Verkehrsschwierigkeiten durch Straßendurchbrüche, Platzumgestaltungen und Verkehrsvorschriften. Als unbedingt nötiges und allein dauernden Erfolg versprechendes Mittel, die Verstopfung der Straße durch eine unnötig große Anzahl von Privatkraftwagen zu verhindern, bezeichnete der Vortragende — außer einer zu erwartenden Steuer — die Schaffung genügender, bequemer und billiger öffentlicher Verkehrsmittel, unter denen die Untergrundbahn an sich und durch ihre Entlastung des Fahrdammes als das wertvollste anzusehen ist. Auf die mit dem Bau von Hochhäusern verbundenen Verkehrserschwernisse wurde besonders hingewiesen.

In der anschließenden kurzen Aussprache wurden u. a. die Vorzüge der Straßenbahn einerseits und die des Autobus für den Großstadtverkehr anderseits berührt. Ki.

Teliu-Tunnel in Rumänien. Am 24. Oktober 1926 vollzog der rumänische Minister der öffentlichen Arbeiten in feierlicher Weise den Durchschlag des Sohlstollens für den in Ausführung begriffenen zweigleisigen Teliu-Tunnel, dessen Bau am 15. Juli 1924 begonnen worden und dessen Fertigstellung für das Jahr 1928 zu gewärtigen ist.

Der Tunnel hat eine Länge von 4370 m und ist in der Südostecke von Siebenbürgen belegen, und zwar im Zuge der im Bau befindlichen Eisenbahnlinie Brasov (Kronstadt)—Nehoiasi—Buzău. Durch diesen neuen Schienenweg wird Siebenbürgen (Neu-Rumänien) mit Alt-Rumänien und insbesondere mit Braila sowie dem am Schwarzen Meer belegenen rumänischen Hafen Constanza in unmittelbare Verbindung gebracht. Die gesamte Neubaustrecke Brasov—Nehoiasi hat eine Länge von etwa 160 km.

Abb. 1 gibt den Lageplan und Abb. 2 den Längenschnitt des Teliu-Tunnels, der das aus Tonschiefer bestehende Gebirgsmassiv der Transsylvanischen Alpen in west-östlicher Richtung durchzieht. Die Tunnelachse ist geradlinig und hat eine gleichmäßige Steigung von 1 : 100. Der Tunnelquerschnitt (Abb. 3) ist nach Kreisbogen geformt. Die Breite des Tunnelprofils beträgt 8,50 m und die Höhe 7,15 m. Dabei ist die Möglichkeit geschaffen, elektrische Oberleitungen über den beiden in 3,6 m Abstand liegenden Gleisen zu verlegen, ohne daß irgendwelche Schwierigkeiten hinsichtlich der Bauweise für die Stromzuführung eintreten. Inmitten der Gleise liegt unter der Bettung ein 60 · 60 cm großer Entwässerungskanal. Die Stärke der Tunnelwände ist dem jeweiligen Gebirgsdruck der durchfahrenen Strecke angepaßt und wechselt von 0,80 bis 1,25 m.

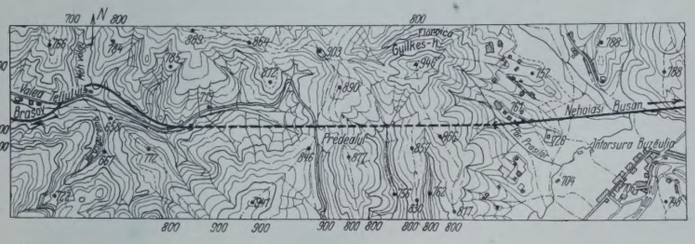


Abb. 1. Lageplan.

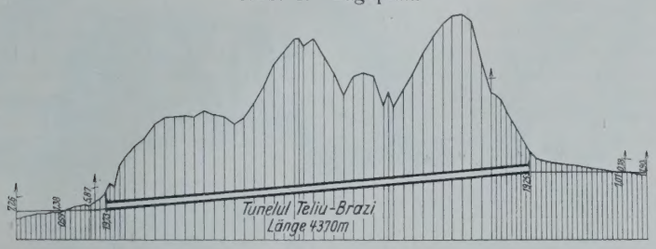


Abb. 2. Längenschnitt.

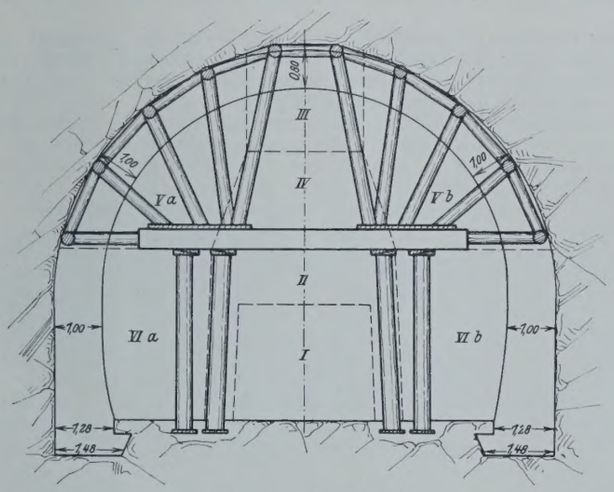


Abb. 3. Querschnitt.
Vollausbruch 78 m², Ausmauerung 21,64 m².

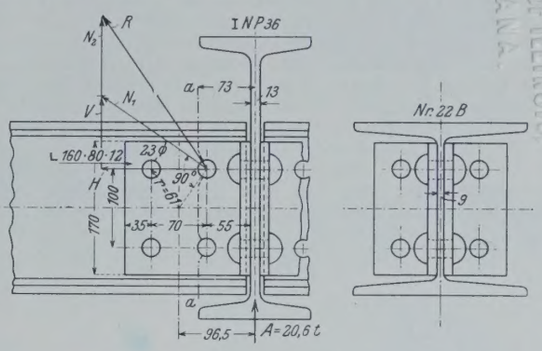
Die Gesamtleitung übt für den rumänischen Staat der Generaldirektor für das Rumänische Eisenbahn-Neubauwesen, Ingenieur Baiulescu aus, der dem Bau seine persönliche Fürsorge in weitgehender Weise zuteil werden läßt.

Die Bauausführung geschieht durch die Julius Berger Tiefbau-Aktiengesellschaft zu Berlin und zwar durch ihre in Bukarest und Brasov tätigen Direktoren Konrad und Fritz Kolberg.

Mögen den deutschen Pionierarbeiten in Rumänien weitere Erfolge beschieden sein. Ottmann.

Ein Aufruf des Deutschen Sprachvereins an die deutschen Techniker ist uns kürzlich zugegangen. Manches daraus ist beherzigenswert und verdient hier wenigstens erwähnt zu werden. Durch nichts kann der Techniker seine Werke besser als Schöpfungen eines gebildeten Mannes kennzeichnen, als wenn er sie in zwar schlichtem, aber reinem und sorgfältigem Deutsch beschreibt. So hat er als Lehrer und Schriftsteller die beste Gelegenheit, seinem Volke und zugleich seinem Stande zu nützen. Nirgends aber kann er sich besser über die Gesichtspunkte unterrichten, nach denen er hierbei verfahren muß, wenn er Erfolg haben will, als im Deutschen Sprachverein. Es ist ein alter, ehrwürdiger Bau, dessen Reinhaltung und Pflege sich der Sprachverein zur Aufgabe gemacht hat: unsere Muttersprache. Dabei mit Hand anzulegen, müßte jedem Techniker eine Lust sein. Wer aber nicht mehr tun kann, suche der guten Sache zu nützen, indem er sich durch den Eintritt in den Verein zu ihr bekennt und durch Vertiefung in den Inhalt der „Muttersprache", der Monatsschrift des Vereins, gewinnreiche Anregung schöpft.

Längsträgeranschlüsse für Brücken. Beim Nachrechnen von Brücken nach den neuen Vorschriften der Reichsbahn wurden wiederholt Anschlüsse der Längsträger angetroffen, die schwächer waren als die Träger selbst. Das in der Abbildung gezeigte Beispiel stammt von einer Brücke der Klasse N, die von einer angesehenen Brückenanstalt geliefert war. Infolge der ungenügenden Längsträgeranschlüsse mußte die Brücke in die Klasse J verwiesen werden.



Die Berechnungsvorschriften ergeben einen Auflagerdruck $A = 20{,}6$ t, der ein Moment, auf den Mittelpunkt der Nietgruppe bezogen, von der Größe $M = 20600 \cdot 9{,}65 = 198790$ kgcm erzeugt. Hieraus entstehen die vier Nietbelastungen, je

$$N_1 = \frac{1}{4} \cdot 198790 : 6{,}1 = 8147 \text{ kg.}$$

Die Richtung dieser Kraft, winkelrecht zur Verbindungslinie mit dem Mittelpunkte, ergibt die beiden Teilkräfte:

$$H = N_1 \cdot \frac{50}{61} = 8147 \cdot \frac{50}{61} = 6678 \text{ kg,}$$

$$V = N_1 \cdot \frac{35}{61} = 8147 \cdot \frac{35}{61} = 4674 \text{ kg.}$$

Aus A selbst erhält man die lotrechten Nietbelastungen, je

$$N_2 = 20600 : 4 = 5150 \text{ kg.}$$

Die resultierende Nietbelastung wird daher:

$$R = \sqrt{H^2 + (V + N_2)^2} = \sqrt{6678^2 + 9824^2} = 11879 \text{ kg.}$$

Die Niettafel für 23er Niete (Vorschr. Anl. 9) gibt die reduzierten Nietflächen für zweischnittige Niete in 9 mm Bohrungstiefe wie folgt an:

$$F_s = 6{,}65; \quad F_e = 5{,}18 \text{ cm}^2.$$

Demnach werden die Beanspruchungen:

$$\tau = 11879 : 6{,}65 = \underline{1786 \text{ kg/cm}^2},$$

$$\sigma_l = 11879 : 5{,}18 = \underline{2293 \text{ kg/cm}^2}.$$

Die Brücke genügt daher höchstens der Klasse J. Das ist nur dadurch erklärlich, daß beim Entwurf der Nietanschlüsse in unzulässiger Weise die auf sie wirkenden Momente vernachlässigt wurden. Dies geht auch daraus hervor, daß nicht einmal die Anschlußwinkel genügen. Für den Schnitt a—a erhält man nämlich:

$$M = 20600 \cdot 7{,}3 = 150380 \text{ kgcm,}$$

$$J = \frac{2 \cdot 1{,}2 \cdot 17^3}{12} - 2 \cdot 2 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}3 \cdot 5{,}0^2 = 706{,}6 \text{ cm}^4,$$

$$W = 706{,}6 : 8{,}5 = 83{,}1 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_b = 150380 : 83{,}1 = \underline{1810 \text{ kg/cm}^2}.$$

Da ähnliche Anschlüsse in der Praxis häufig angetroffen werden, wäre es erwünscht, wenn durch Stellungnahme der Beteiligten zu dem Vorstehenden eine Klärung der Frage stattfände. Dipl.-Ing. E. Palmblad.

Die größte Materialprüfungsmaschine der Welt wurde kürzlich von der Maschinenfabrik W. & T. Avery, Birmingham, für die Firma Dorman, Long & Co. gebaut. Mit dieser Maschine, die in „Engineering" vom 30. Juli 1926, S. 134, näher beschrieben und abgebildet ist, können Probebelastungen auf Zug, Druck und Biegung bis zu 1250 t ausgeführt werden. Man kann sich einen Begriff von der ungeheuren Größe dieser Kraft machen, wenn man sich vergegenwärtigt, daß sie dem Gesamtgewicht von zwei der schwersten Güterzüge entspricht, die auf den deutschen Eisenbahnen verkehren. Die Maschine wurde gebaut, um für die neue Brücke über den Hafen von Sydney Modelle in natürlicher Größe der Bauglieder dieses Bauwerkes prüfen zu können. Auf Zug und Druck können Stäbe bis zu 15 m Länge und etwa 23000 mm² Querschnitt geprüft werden. Biegeproben können bis zu 6 m Stützweite durchgeführt werden. Die Maschine, die eine Gesamtlänge von 36 m hat, besitzt hinsichtlich der Kraftwirkung eine Genauigkeitsgrenze von 0,25 t. N. B.

Neuer Erdrutsch bei Rosengarten. In dem Einschnitt bei Rosengarten, in dem seit Beginn 1926 ständig an der Beseitigung der Erdrutschgefahr gearbeitet wird, hatten sich infolge von andauerndem Regenwetter die Erdmassen erneut gelockert. Obwohl sofort mit der Wegschaffung begonnen wurde, setzten sich die Erdverschiebungen in einem solchen Maße fort, daß das Gleis Berlin—Frankfurt (Oder) in einer Länge von 10 m mit Erdmassen bedeckt war. Der ständig an dieser Stelle stehende Wachtposten veranlaßte sofort die Sperrung des Gleises. Die Arbeiten zur Beseitigung der Erdrutschgefahr werden voraussichtlich im Jahre 1927 beendet werden.

Der neue Schiffahrtkanal zwischen Rhône und Marseille, der bekanntlich am Städtchen Arles vom Rhônefluß abzweigt und über Port de Bouc, Marignane nach der Mittelmeerküste verläuft, wo er bei L'Estaque, einer Vorstadt von Marseille, ausmündet (Abb. 1), ist nach einem Reisebericht des Ing. H. S. Hansen in „Teknisk Ukeblad", Oslo, Nr. 37 vom 17. September 1926 jetzt so weit fertiggestellt, daß er voraussichtlich im Frühjahr 1927 dem Verkehr übergeben werden kann. Der Bau, über den bereits in der „Bautechnik" 1923, Heft 19, S. 182 und 1924, Heft 39, S. 430, nähere Angaben gemacht worden sind, bietet insofern eine besonders interessante Ingenieurarbeit, als der südlichste Teil des Kanals den Gebirgsrücken, der zwischen der Meeresküste und dem Binnensee Etang de Berre liegt, in einem Tunnel von etwa 7 km Länge durchquert. Der offene Kanal bekommt eine Sohlenbreite von 23 m bei einer Mindestwassertiefe von 2,50 m. Bei Arles ist eine Kammerschleuse von 130 m Länge und 16 m Breite ausgeführt.

Der Kanaltunnel erhält eine Breite der Wasserstraße von 18 m und auf beiden Seiten etwa 2 m über dem Wasserspiegel liegende 2 m breite Treidelwege. Der Höhenrücken zwischen Marseille und dem Binnensee Etang de Berre besteht aus stark verwittertem Kalkgebirge. Aus diesem Grunde wird die Tunnelwandung auf der ganzen Länge mit Ausnahme der Sohle ausgemauert. Infolge der Beschaffenheit des Gebirges mußte der Stollenvortrieb besonders vorsichtig vorgenommen werden. Abb. 2, 3 u. 4 zeigen die verschiedenen Abschnitte der Ausführung. Den endgültigen Querschnitt des Tunnels, der etwas abweicht von den Angaben der Abb. 2 in der „Bautechnik" 1924, Heft 39, S. 431, zeigt Abb. 5.

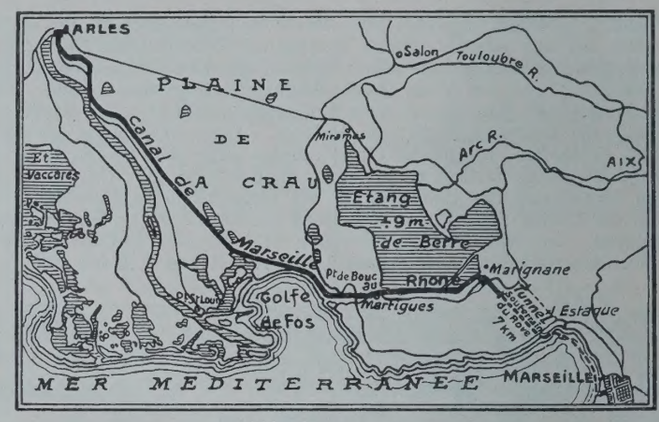


Abb. 1. Lageplan.

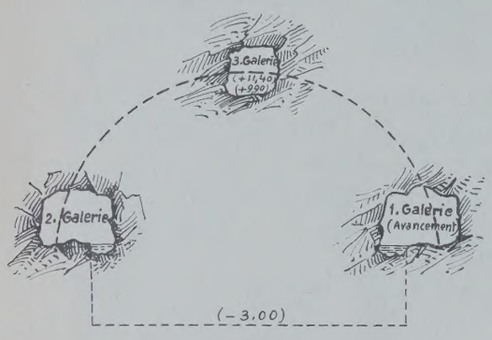


Abb. 2.

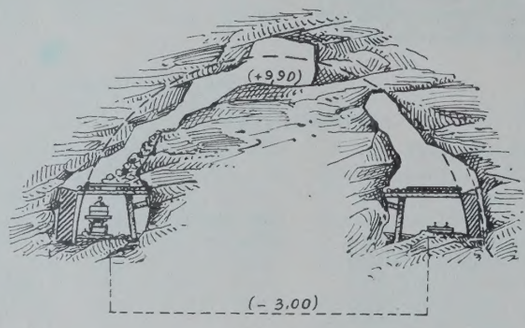


Abb. 3.

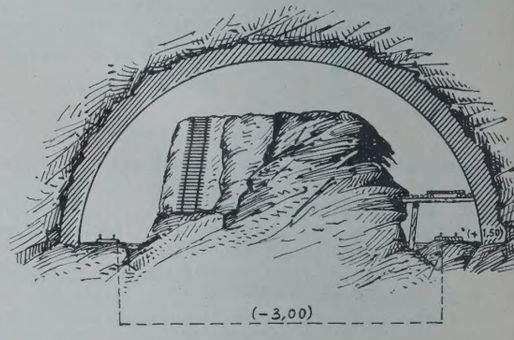


Abb. 4.

Abb. 2 bis 4. Stollenvortrieb.

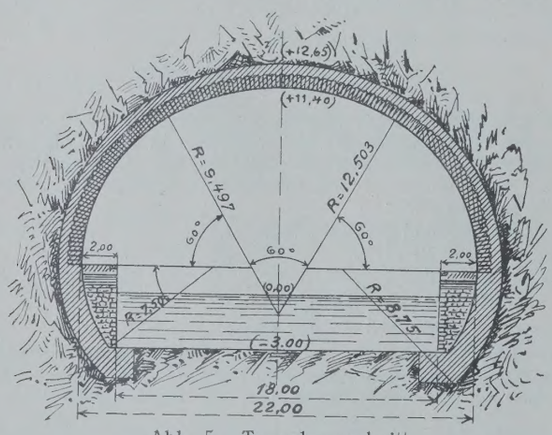


Abb. 5. Tunnelquerschnitt.

Die Baukosten des Kanals, die ursprünglich auf 71 Mill. Franken veranschlagt waren, werden sich nach den neuesten Revisionsanschlägen auf 220 Mill. Franken stellen, wovon der Tunnel allein 120 Mill. Franken in Anspruch nimmt. Die Verteuerung ist größtenteils wohl auf die inzwischen eingetretene Entwertung des französischen Franken zurückzuführen. Von den Baukosten trägt der Staat die Hälfte, während die andere Hälfte zu gleichen Teilen von der Stadt Marseille, von der Handelskammer in Marseille und von dem Departement Bouches-du-Rhône übernommen worden ist.

Wenn der Kanal fertiggestellt ist, besitzt Frankreich eine Binnenwasserstraße von Lyon bis Marseille, die von Kähnen und Leichtern bis zu 1000 t Tragfähigkeit befahren werden kann. Es ist eine Frage der Zeit, wann die Rhône bis zum Genfer See reguliert und schiffbar gemacht werden wird. Ist dieses Ziel aber erst erreicht, dann wird ohne Zweifel der größte Teil des Schweizer Güterverkehrs auf dem Wasserwege über Marseille gehen, anstatt wie jetzt mit der Eisenbahn über die Alpen nach Genua. Nils Buer.

Die Fernpaßbahn. Am 2. Oktober 1926 haben in Imst in Tirol die Vertreter österreichischer und reichsdeutscher wirtschaftlicher und kommunaler Körperschaften den von dem Innsbrucker Ingenieur H. Thurner ausgearbeiteten Plan der Fernpaßbahn beraten.

Die von Lermoos über Bieberwier am Weißensee und Blindsee vorbeiführende Alpenstraße des Fernpasses war lange eine der bevorzugtesten Kauffahrteistraßen Westdeutschlands. Aber erst vor Jahresfrist gelang die Vorbereitung des naheliegenden Gedankens, die alte Verbindung über die Paßhöhe wieder aufzunehmen, nachdem frühere Pläne einer Fernpaßbahn sowohl mit dem Bau der Arlbergbahn wie auch namentlich durch die Überquerung der Tauern und schließlich durch die Mittenwaldbahn zurückgedrängt worden waren. Die zu erbauende Fernpaßbahn soll nicht nur als Zubringerlinie den bestehenden Tiroler Bahnlinien neue Verkehrsgebiete erschließen, sondern auch als Durchgangslinie eine technisch und wirtschaftlich besonders vorteilhafte Nordsüdverbindung werden.

Die von Kempten über Reutte nach Garmisch führende bestehende Bahn steigt bei ihrer Abzweigung aus dem prächtigen Lechtale bei Reutte hinauf über die Ehrenberger Klause bis nach Bichlbach (1073 m ü. A.), von wo die Bahn zum Loisachtale über Lermoos nach Garmisch führt. Der erste Vorschlag der Fernpaßbahn sieht nun kurz nach Bichlbach einen in südlicher Richtung verlaufenden 7,74 km langen Tunnel unter der 2364 m hohen Gartnerwand vor, dessen südliches Portal beim Fernsteinsee auf 950 m ü. A. liegt. Von Fernstein aus verläuft die Bahn ähnlich wie die Fahrstraße am sommerseitigen Berghange hinab nach Nassereit und Imst-Ort und mündet in dem Bahnhofe Imst in die Arlbergbahn ein. Bei 30 km Länge stellen sich die Kosten dieser Lösung auf 26 Mill. Schilling.

Nach dem zweiten Vorschlage soll die Fernpaßbahn erst in Lermoos von der Linie Reutte — Garmisch abzweigen, in der Talsenke bei den Zinkgruben des alten Bergmannsdorfes Bieberwier unter dem Weißensee und Blindsee das Bergmassiv in einem 4,52 km langen Tunnel durchqueren und wie bei der ersten Lösung über Fernstein und Nassereit an die Arlberglinie bei Imst anschließen. Für diese 32,6 km lange Strecke sind die Baukosten auf 31 Mill. Schilling veranschlagt. Die zweite Lösung ergibt einen kürzeren Tunnel und einen näheren Anschluß an München. Ihre Nachteile sind: kostspieligerer Tunnelbau wegen der Wasserdurchbruchgefahr in dem durchlässigen Hauptdolomit von den unterfahrenen Seen her und verlorene Steigung von über 70 m in der Richtung von Reutte. Der für den Betrieb der Bahn notwendige elektrische Strom kann in dem wasserkraftreichen Tirol natürlich leicht beschafft werden.

Daß die Fernpaßbahn ein wichtiges Glied in der von der italienischen Regierung neuerdings betriebenen Linie Mailand—Stilfserjoch—München bilden wird, ist außer Zweifel. Namentlich aber ist die Fernpaßbahn berufen, für die Brenner-, Mittenwald- und Arlbergbahn eine Entlastung und für den Güterverkehr der Gotthardbahn einen erfolgreichen Mitbewerber im künftigen Großdeutschland zu bilden. Diese Aufgabe kann sie aber nur erfüllen, wenn sie nach Linienführung und Steigungsverhältnissen den heutigen Ansprüchen an einen Großgüterverkehr Rechnung trägt und nicht — wie die Mittenwaldbahn — nur den Anforderungen des Orts- und Touristenverkehrs entspricht. Mdt.

Vom Bau der Sydney-Brücke.[1]) Die Sydney-Brücke (Abb. 1) hat in der technischen Welt vor einigen Jahren besondere Beachtung gefunden, da sie nicht nur die größte Bogenbrücke der Welt, sondern auch wegen

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 24, S. 217; Heft 55, S. 507; — 1924, Heft 11, S. 86; Heft 21, S. 218; — 1925, S. 25, 125, 440, 451, 630.

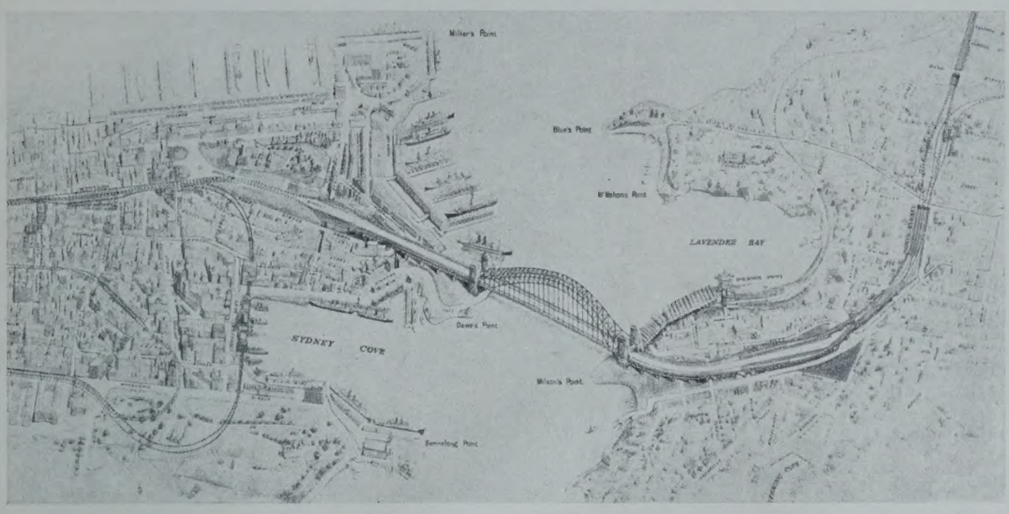


Abb. 1. Ansicht der Brücke aus der Vogelschau.

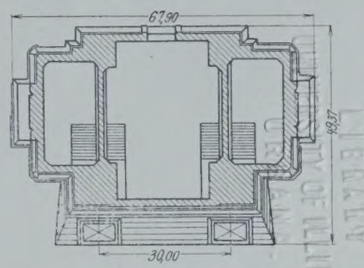


Abb. 2. Südlicher Pfeilerturm. Grundriß.

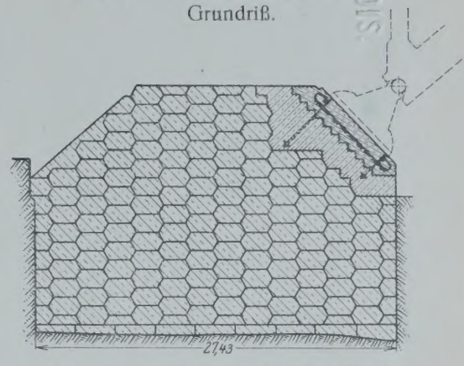


Abb. 3. Anordnung der Betonblöcke im westlichen Widerlager.

ihrer Verkehrsleistung ein bedeutsames Bauwerk ist. Wenn auch ihre Formengebung in der internationalen Fachwelt nicht allgemeine Zustimmung gefunden hat, so bleibt die Ausführung dieses Entwurfes auf jeden Fall eine hochinteressante Leistung, die durch die Jahre ihres Entstehens hindurch zu verfolgen sich verlohnt. Wir verdanken dem Entgegenkommen des Chefingenieurs, Herrn J. J. C. Bradfield, einige zuverlässige Angaben über den bisherigen Baufortgang, die wir hiermit veröffentlichen.

Der Auftrag wurde bekanntlich an die englische Firma Dorman, Long & Co., Middlesbrough, England, im März 1924 für 4,217 Mill. £ übertragen. Mit dem Ausheben für das Widerlager bei Dawes Point wurde im Januar 1925 begonnen. Eine Anzahl von Rampenbrückenpfeilern sind gebaut worden, und für mehrere Rampenüberbauten steht die Rüstung. Ebenso ist die erste Gußbetonschicht für die Hauptwiderlager des Bogens gegossen. Die Werkstätten sind eingerichtet und bringen bereits die Hauptträger für die Rampenbrücke heraus. Die Brückenform darf nach den vielen Veröffentlichungen als bekannt vorausgesetzt werden. Der größte Querschnitt des ersten Trägers (der erste Untergurtstab am Gelenk) beträgt etwa 15800 cm². Der Baustoff des Hauptträgers ist Siliciumstahl. Das Gesamtgewicht in der Hauptspannweite beläuft sich auf 37000 t. Die Rampenbrücken bestehen aus Kohlenstoffstahl. Das Gesamteisengewicht der Brücke beträgt 50300 t.

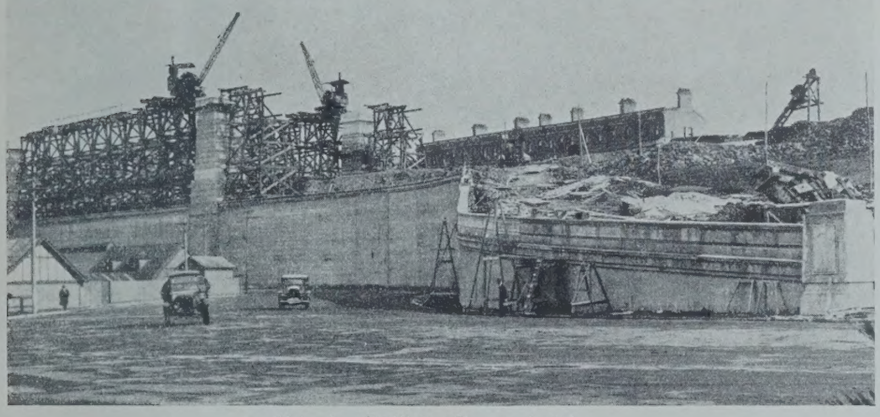


Abb. 4. Südliche Rampenbrücke. Die Futtermauer in Dawes Point.

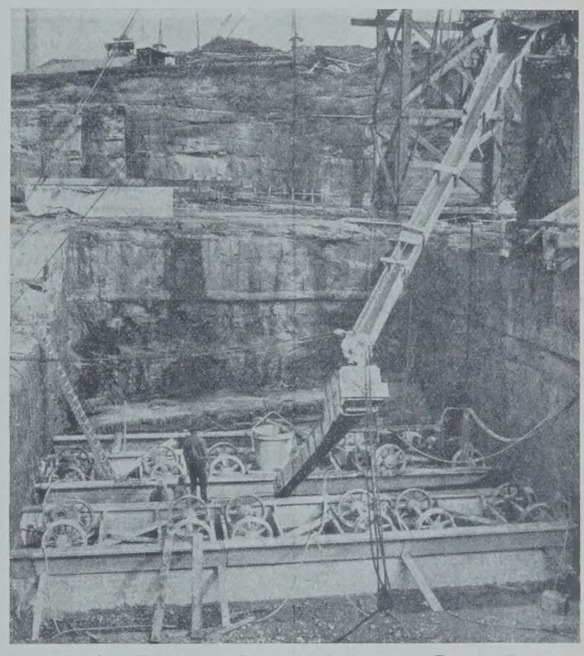


Abb. 5. Westliches Bogenwiderlager in Dawes Point mit der Gußbetonanlage.

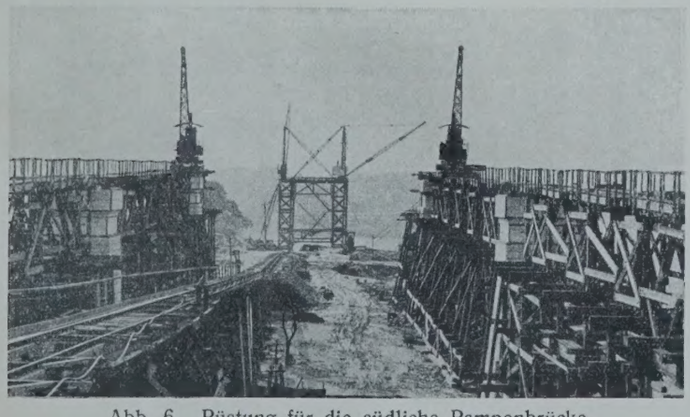


Abb. 6. Rüstung für die südliche Rampenbrücke.

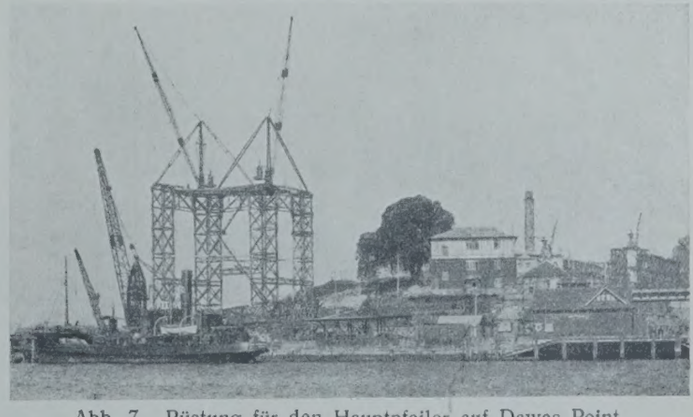


Abb. 7. Rüstung für den Hauptpfeiler auf Dawes Point.

Die Widerlagertürme und Pylonen. Die besonderen architektonischen Merkmale der Brücke sind die granitbekleideten Widerlagertürme und Pylonen auf beiden Ufern. Sie sind nicht nur Architekturstücke, sondern auch für den Aufbau der Hauptöffnung notwendig. Die Widerlagertürme stellen eine hohle Eisenbetonkonstruktion mit Granitverkleidung dar. Sie enthalten die massiven Betonwiderlager, die den Bogenschub aufnehmen. Die Gründung geht bis auf den festen Sandstein.

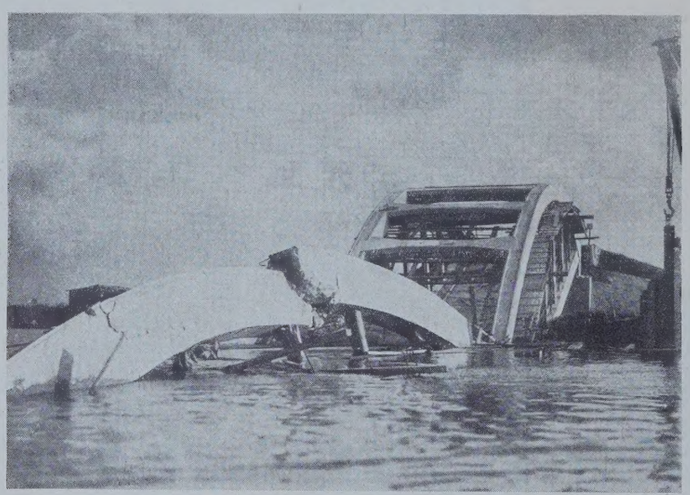
Jedes Widerlager ist 30 m lang und 14 m breit und zeigt in der Baugrube Treppen. Bei Dawes Point ruht das Widerlager auf einem 1 m starken Schieferbette, das sich über die ganze Fläche des Widerlagers erstreckt. Nachdem der Aushub für die vier Widerlager ausgeführt war, wurden Bohrungen vorgenommen, die ergaben, daß noch 17 m tiefer vollkommen gesunder Fels anstand.

Über den Widerlagern erheben sich die Türme bis zu einer Höhe von 95 m über dem Wasserspiegel. Unter der Fahrbahn ist der Pfeilerturm ziemlich rechteckig 74 m × 54 m im Grundriß. Die vorderen Pfeiler sitzen unmittelbar auf den Bogenwiderlagern und tragen den Querträger des ersten Feldes außerhalb der Hauptspannweite. Die rückwärtigen Pfeiler und Mauern des Turmes sind auf festen Fels etwa 2 m unter Wasserspiegel gegründet und tragen die Enden der angrenzenden Rampenbrücke.

Vordere und hintere Verkleidungsmauern verbinden die Pfeilerpaare. Außerdem sind Zwischenmauern in der Ebene des Hauptträgers, so daß drei rechteckige Räume oder Kammern entstehen (Abb. 2). Sie stehen untereinander durch ausgesparte Tore in Verbindung. Die Hauptfahrbahn geht zwischen den Pfeilern durch, und nur je ein Eisenbahngleis und der Fußweg gehen durch Bogenöffnungen der Türme. Über der Fahrbahn gabelt sich nämlich der Turm und bildet zwei Pfeiler auf jeder Seite der Brücke.

Das Bogenwiderlager wird aus einheitlichen Blöcken gebaut. Diese sind in der Seitenansicht sechseckig (Abb. 3). Die Fugen werden mit Zement ausgefüllt. Der Zweck dieser Anordnung soll sein, das Schrumpfen und Reißen des Betons nach Möglichkeit zu verhindern. Die Betonschicht unter dem Lagerstuhl ist durch 3 cm starke Rundeisen bewehrt. Abb. 4 bis 7 zeigen Ansichten der Baustellen und die Rüstungen.

Dr.-Ing. Georg Müller.



Brückeneinsturz bei Gartz an der Oder. Vorstehendes Bild zeigt die im September d. J. eingestürzte Betonbrücke bei Gartz an der Oder. Die Ursachen des Einsturzes sind noch nicht klargestellt. Wir werden darüber seinerzeit berichten.

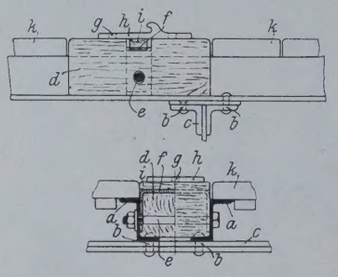
Reichsverkehrsminister Dr. jur. Rudolf Krohne zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt. Die Technische Hochschule Braunschweig hat dem Reichsverkehrsminister Dr. jur. Rudolf Krohne in Berlin in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den Ausbau der deutschen Binnenwasserstraßen die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

Die dem Herrn Reichsverkehrsminister zuteil gewordene Ehrung wird von allen Freunden der Wasserstraßen und der Binnenschiffahrt sowie besonders in den Kreisen der Wasserbau-Ingenieure lebhaft begrüßt werden. Ist es doch seinem energischen Eintreten in erster Linie zu danken, daß jetzt endlich an die seit Jahrzehnten erstrebte Verbindung des westlichen und östlichen Wasserstraßengebietes durch das Schlußstück des Mittellandkanals und an dessen Südflügel herangegangen wird und daß gleichzeitig der Ausbau der Oder, die Kanalisierung der Weser sowie die Verbesserung der süddeutschen Wasserstraßen in Angriff genommen werden.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Eiserner Brückenbalken mit Holzfüllstücken für die Schienenlagerung. (Kl. 19d, Nr. 432 383 vom 9. 5. 1924 von Christoph & Unmack A.-G. in Niesky, O.-L.) — Um das schwierige und verlustbringende Auswechseln der hölzernen Tragbalken für den Überbau von Eisenbahnbrücken zu vermeiden, werden aus leicht auswechselbaren Einzelteilen zusammengesetzte Brückenbalken aus Eisen und Holz verwendet. Der Balken besteht aus zwei Z-Eisen *a*, die mittels Nieten *b* auf den Brückenträgern *c* befestigt sind. Zwischen die Z-Träger sind entsprechend den Abständen der Schienen kurze Holzblöcke *d* eingesetzt, die mit den Eisenträgern *a* durch Schrauben *e* verbunden sind. Die Gleisbefestigungsplatten *h* sind bei *g* festgeschraubt. In die Blöcke *d* sind U-förmige Eisenbügel *f* versenkt eingelassen, deren senkrechte, über den wagerechten Trägerflanschen endigende Lappen von dem gemeinschaftlichen Verbindungsbolzen *e* erfaßt werden und deren wagerechte Teile von schwalbenschwanzförmigen Futterholzeinlagen *i* überdeckt sind. Um die Schienenbefestigung auszuwechseln, wird der Belag entfernt, und nach Herausnehmen des Bolzens *e* und der Schienenbefestigungsschrauben kann der Holzblock unter der Schiene seitlich herausgeschlagen und nach oben herausgenommen werden.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnrat: Reichsbahnamtmann Spannaus in Dresden-Altstadt, Eisenbahnoberinspektor Andres in Lötzen unter Bestellung zum Vorstand des Bahnamts Lötzen und Reichsbahnbaumeister Eugen Meyer in Elberfeld; zum Reichsbahnamtmann: die Eisenbahnoberinspektoren Brocher in Berlin und Langbein in Dresden, Kassenoberinspektor Eugen Meyer in Berlin sowie die technischen Eisenbahnoberinspektoren Hoffmeister in Essen und Geiger in Stuttgart.

Versetzt: der Reichsbahnoberrat Wilhelm Schmidt, Vorstand der Betriebs- und Bauinspektion Memmingen, als Referent zur R. B. D. Augsburg; die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Heinrich Meyer, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Altona, Ehrenberg, bisher bei der R. B. D. Schwerin, zur R. B. D. Essen, Stadtmüller, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Offenburg, zur R. B. D. Karlsruhe, Brunner, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum E. V. A. 1 Coblenz, Karl Hofmann, Vorstand der Betriebsinspektion Salzburg, als Referent zur R. B. D. Regensburg, Vogeler, bisher beim E. B. A. Weißenfels, zur R. B. D. Berlin, Meth, bisher beim E. B. A. Beuthen (Oberschles.), zur R. B. D. Münster (Westf.), und Nibler, Vorstand der Maschinen-Inspektion Schweinfurt, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Nürnberg; der Reichsbahnamtmann Steffes, Verwalter des Bahnhofs Karthaus, als Betriebskontrolleur zur R. B. D. Trier; die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Dassau, bisher bei der R. B. D. Hannover, zur R. B. D. Trier, Dr. jur. Jahnke, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), zur R. B. D. Königsberg (Pr.) und Kadatz, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zur R. B. D. Berlin; die Reichsbahnbaumeister Kaißling, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Crefeld-Oppum, zur R. B. D. Köln, Breest, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Rostock, zum E. A. W. Berlin-Grunewald und Fritz Otto, bisher beim Neubauamt Bautzen, zum Neubauamt Bad Lausick.

Überwiesen: die Reichsbahnamtmänner Reiniger vom Fahrplanbureau der R. B. D. Dresden als Leiter zum Betriebsbureau, Mättig vom Hauptbureau der R. B. D. Dresden zum Betriebsbureau und Ochs, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Cassel, als Hilfsdezernent zur R. B. D. Cassel.

Gestorben: Reichsbahnoberamtmann Paul Schneider bei der Hauptverwaltung in Berlin und Reichsbahnamtmann Prenntzell, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Cassel.

Preußen. Versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Baumeister von Swinemünde an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.; — die Regierungsbauräte (W.) Borggreve von Emden nach Bernburg i. Anhalt als Vorstand des dort neu errichteten Kanalbauamts für den Kanal von Bernburg nach Staßfurt-Leopoldshall, Prölß von Saalfeld nach Merseburg als Vorstand des dort neu errichteten Kanalbauamts für die Saalekanalisierung von Kreypau bis Halle a. d. Saale und Weise von Norderney an das Hafenbauamt in Swinemünde; — der Regierungsbaumeister (W.) Cowalschky von Wesermünde an das Wasserbauamt in Emden.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Hans Kiel in Stettin unter Wiederaufnahme in den preußischen Staatsdienst dem Kulturbauamt daselbst.

Die Staatsprüfung haben bestanden: Ernst Bitzegeio und Wilhelm Meyer (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Zur Frage der Eisabführung an Wehren. — Der Umbau der Weserbrücke bei Bremen-Dreye. — Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. (Fortsetzung.) — Neubau der Ernst-August-Schleuse in Wilhelmsburg. — Haben Brücken aus Beton die gleiche Lebensdauer wie Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung? — Schutz einer Betonpfahlgründung gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Aachen. — Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Teliu-Tunnel in Rumänien. — Ein Aufruf des Deutschen Sprachvereins an die deutschen Techniker. — Längsträgeranschlüsse für Brücken. — Größte Materialprüfungsmaschine der Welt. — Neuer Erdrutsch bei Rosengarten. — Neuer Schiffahrtkanal zwischen Rhône und Marseille. — Fernpaßbahn. — Vom Bau der Sydney-Brücke. — Brückeneinsturz bei Gartz an der Oder. — Reichsverkehrsminister Dr. jur. Rudolf Krohne zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

Ende des Jahrgangs 1926.